



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

LUÍS HENRIQUE BUENO PINHEIRO

REFORÇO DE PONTES EM CONCRETO ARMADO
POR PROTENSÃO EXTERNA

CAMPINAS
2018

LUÍS HENRIQUE BUENO PINHEIRO

**REFORÇO DE PONTES EM CONCRETO ARMADO
POR PROTENSÃO EXTERNA**

Dissertação de Mestrado apresentada à
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura
e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil, na
área de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO LUÍS HENRIQUE
BUENO PINHEIRO E ORIENTADO PELO PROF. DR. LEANDRO
MOUTA TRAUTWEIN

CAMPINAS

2018

Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s): Não se aplica.

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-3846-8018>

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

P655r Pinheiro, Luís Henrique Bueno, 1991-
Reforço de pontes em concreto armado por protensão externa / Luís Henrique Bueno Pinheiro. – Campinas, SP : [s.n.], 2018.

Orientador: Leandro Mouta Trautwein.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Pontes. 2. Engenharia de estruturas - Manutenção e reparos. 3. Concreto armado. 4. Flexão (Engenharia civil). I. Trautwein, Leandro Mouta, 1977-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Strengthening of reinforced concrete bridges by external prestressing

Palavras-chave em inglês:

Bridges

Structural engineering - Maintenance and repairs

Concrete

Bending - (Civil engineering)

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Leandro Mouta Trautwein [Orientador]

Luiz Carlos de Almeida

Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

Data de defesa: 28-02-2018

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**REFORÇO DE PONTES EM CONCRETO ARMADO POR
PROTENSÃO EXTERNA**

Luís Henrique Bueno Pinheiro

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein
Presidente e Orientador/FEC/UNICAMP

Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida
FEC/UNICAMP

Prof. Dr. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi
UFES

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se
no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 28 de fevereiro de 2018

Construímos muros demais e pontes de menos.

(Isaac Newton)

*Aos meus avós Orildes e Irene (in
memoriam), pelo aprendizado e
exemplo de vida.*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Ana Clara Ferreira Bueno e Orildes Pinheiro Júnior, meus irmãos Leonardo A. Almeida Jr. e Gustavo A. C. Pinheiro e a toda a minha família, em especial aos meus avós Neuza Gomes Luiz e José Daniel Ferreira Bueno pelo exemplo, apoio e compreensão de tanto tempo que fiquei distante.

Ao meu orientador Leandro Mouta Trautwein pela imensa paciência, confiança e perseverança ao longo do desenvolvimento de todo o mestrado, congressos e dissertação.

Ao professor Luiz Carlos de Almeida pelo apoio e confiança desde o início do meu ingresso na Unicamp.

Aos amigos da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP pela amizade e ajuda principalmente durante as disciplinas ao longo do mestrado.

A todos os meus amigos da empresa Celenge Engenharia, pela troca de experiências, companheirismo e também ao Paulo Cavalcanti pela oportunidade do contato com o assunto objeto deste trabalho.

À Gabriela Lima Queiroz, pelo incentivo e apoio incondicional principalmente no fim do mestrado.

Aos grandes amigos João Gabriel Poletto, Mônica Batista Carneiro, Jhaber Dahsan Yacoub, Fernando Carlos Bandarrinha Monteiro e Leonardo Augusto de Almeida, pelas colaborações durante a execução da dissertação, pelos muitos anos de amizade, fraternidade, prestatividade, incentivo e por sempre estarem presentes e dispostos a compartilhar momentos de felicidade.

RESUMO

Este trabalho trata do estudo da protensão externa com monocordoalhas engraxadas ancoradas e desviadas por blocos de concreto armado, como método de reforço para combate ao aumento dos momentos fletores nas vigas longarinas de uma ponte de concreto armado teórica antiga em duas vigas simplesmente apoiadas. Foi proposto um aumento da seção transversal da obra para melhores condições de segurança da via e adequação ao trem-tipo de projeto presente nas normas nacionais de cargas de cálculo para pontes rodoviárias atualmente vigentes. São exibidas características dos seus componentes, discutidas as vantagens e desvantagens de seu uso e analisada a influência da posição dos blocos de ancoragem e desviadores nos esforços de momentos fletores e forças cortantes gerados pelo reforço. Foram citados outros exemplos de casos que também demandam intervenção devido ao aumento de esforços ou enfraquecimento da estrutura existente. Entretanto, ausência de normas específicas sobre como se realizar este tipo de análise em pontes brasileiras, ou metodologias para o cálculo de métodos específicos, como o da protensão externa, faz com que várias técnicas não sejam consideradas na escolha do tipo de reforço estrutural e nem mesmo sejam tomados os esforços corretos para a devida avaliação. Assim sendo, apresenta-se também um histórico com as principais mudanças nas normas brasileiras relacionadas a pontes e cargas móveis de projeto de pontes rodoviárias, que permitiu a análise das cargas ao longo dos anos, além da revisão bibliográfica sobre o assunto, que embasou a metodologia de cálculo proposta para o reforço estrutural.

Palavras-chave: Pontes; Protensão Externa; Reforço; Normas de Pontes.

ABSTRACT

This work presents the external prestressing with the use of unbounded steel wire ropes anchored and diverted by reinforced concrete blocks as a method of strengthening to combat the increase of the bending moments in girder beams of an old theoretical reinforced concrete bridge in two simply supported beams. An increase in the width of the bridge was proposed for better conditions of road safety and adequacy to the loads present in the Brazilian calculation standards for road bridges currently in force. Characteristics of this reinforcement method, advantages and disadvantages of its use were discussed and a parametric study was performed by varying the positioning of the anchor and deviator blocks and analyzing the behavior in relation to the bending moments and shear forces. Other examples of cases requiring the intervention due to the increasing efforts or weakening of the existing structure were also cited. However, since there are no specific rules on how to carry out this type of analysis in Brazilian bridges, or procedures for the calculation of specific reinforcements, as external prestressing, several methods are not considered while choosing the type of structural reinforcement, and neither the right efforts are taken for a proper assessment. Therefore, in addition to the bibliographic review on the subject, a history of the normative changes related to bridges and mobile loads of Brazilian road bridge design was presented, which allowed the analysis of these loads over the years and based the calculation methodology, proposed for the structural reinforcement.

Key words: Bridges; External Prestressing; Reinforcement; Bridge Standards.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte Sobre o Rio Arare, Aarwangen, Suíça - reforçada em 1967 (AEBERHARD et al., 1992).....	28
Figura 2 – Protensão transversal com o uso de barras retas	29
Figura 3 – Ancoragens (a), desviador inferior (b) e desviador superior (c) metálicos para protensão externa (VITÓRIO, 2013)	30
Figura 4 – Ancoragens (a), desviador superior (b) e desviador inferior (c) em concreto armado	30
Figura 5 – Forças aplicadas pela protensão externa.....	31
Figura 6 – Protensão externa corroída (Adaptado de EVANS e BOLLMANN, 2000)	33
Figura 7 – Esquemas estáticos analisados por Aravinthan et al. (2005, adaptado) (medidas em mm)	35
Figura 8 – Tipos de configuração do reforço por protensão externa (medidas em mm) (TAN e TJANDRA, 2007)	38
Figura 9 – Ábacos para as características do reforço por protensão externa – Relação de reforço por índice global de protensão (Adaptado de TAN e TJANDRA, 2007).....	39
Figura 10 – Estação de Bullona antes do alargamento (BELTRAMI et al. 2012).....	43
Figura 11 – Reforço da Estação de Bullona (Adaptado de BELTRAMI et al. 2012)	44
Figura 12 – Ruptura visível na viga longitudinal da Ponte Sobre o Rio Samambaia (BERTRAND, 2016).....	47
Figura 13 – Diagrama tensão-deformação - ensaio de tração em armadura passiva.....	50
Figura 14 – Diagrama tensão-deformação - aços de armadura passiva para cálculo (Adaptado da NBR 6118:2014).....	50
Figura 15 – Cordoalha de armadura ativa.....	52
Figura 16 – Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa	53
Figura 17 – Diagrama tensão-deformação de aços de armadura ativa para cálculo (NBR 6118:2014)	53
Figura 18 – Seção típica de cabos utilizados em reforço por protensão externa.....	54
Figura 19 – Ancoragem tipo “MTAIE” para cabos de protensão externa (Catálogo de produtos PROTENDE, 2008)	55

Figura 20 –Esquema para a formação do trem-tipo do Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias (2004)	58
Figura 21 – Tipos de compressores e caminhões – Adaptado da NB-6:1943 (medidas em cm)	59
Figura 22 – Caminhões tipo C – Adaptado da NB-6:1950 (medidas em cm)	61
Figura 23 – Posição da multidão e veículo tipo - Adaptado da NB-6:1960 (medidas em m)	62
Figura 24 – Trens-tipo - Adaptada da NB-6:1960 (medidas em m)	63
Figura 25 – Trens-tipo – Adaptado da NB-6:1982 (medidas em m)	64
Figura 26 – Trens-tipo da NBR 7188:2013.....	66
Figura 27 – Veículo especial da NBR 7188:2013.....	68
Figura 28 – Exemplo de veículo especial do grupo Superpesa.....	68
Figura 29 – Ancoragens.....	83
Figura 30 – Diagrama da força efetiva de protensão (MENEGATTI, 2004).....	85
Figura 31 – Barreiras tipo <i>New Jersey</i> e pingadeira (medidas em cm) - DNIT, 2004.	88
Figura 32 – Corte longitudinal da obra original (medidas em cm).....	89
Figura 33 – Forma da obra original (medidas em cm).....	90
Figura 34 – Seção transversal da obra original (medidas em cm).....	91
Figura 35 – Seção transversal da obra ampliada (medidas em cm).....	92
Figura 36 – Roda do trem-tipo em relação ao guarda-rodas (MARCHETTI, 2008)	93
Figura 37 – Esquema estático para cargas permanentes – Obra original (medidas em cm)	95
Figura 38 – Linha de influência na seção transversal para a viga longarina – Trem-tipo classe 36 da NB-6:1960 (Unidades em cm).....	96
Figura 39 – Esquema de cargas móveis na viga longarina – Trem-tipo classe 36 (medidas em cm)	96
Figura 40 – Momento fletor de projeto da obra original – Cargas permanentes (Unidades em kN.m).....	97
Figura 41 – Força cortante de projeto da obra original – Cargas permanentes (Unidades em kN).....	97
Figura 42 – Envoltória de momentos fletores de projeto da obra original – Cargas móveis (Unidades em kN.m).....	98
Figura 43 – Envoltória de forças cortantes de projeto da obra original – Cargas móveis (Unidades em kN).....	98

Figura 44 – Largura da mesa colaborante segundo a NB-1:1978	99
Figura 45 – Corte longitudinal da obra ampliada com reforço (medidas em cm)	102
Figura 46 – Forma da obra ampliada com reforço (medidas em cm)	103
Figura 47 – Seção transversal da obra ampliada com reforço (medidas em cm)	104
Figura 48 – Esquema estático para cargas permanentes – Obra alargada e reforçada (medidas em cm)	106
Figura 49 – Linha de influência na seção transversal para a viga longitudinal – TB-450 da NBR 7188:2013 (Unidades em cm)	107
Figura 50 – Esquema de cargas móveis na viga longitudinal – TB-450 (medidas em cm) ...	107
Figura 51 – Momento fletor da obra ampliada e reforçada – Cargas permanentes (Unidades em kN.m)	108
Figura 52 – Força cortante da obra ampliada e reforçada – Cargas permanentes (Unidades em kN)	108
Figura 53 – Envoltória de momentos fletores da obra ampliada e reforçada – Cargas móveis (Unidades em kN.m)	108
Figura 54 – Envoltória de forças cortantes da obra ampliada e reforçada – Cargas móveis (Unidades em kN)	109
Figura 55 – Largura da mesa colaborante - Adaptado da NBR 6118:2014	111
Figura 56 – Seção T considerada (medidas em cm)	112
Figura 57 – Cargas equivalentes – Caso 1 (medidas em cm)	126
Figura 58 – Momento fletor devido à protensão externa – Caso 1 (Unidades em kN.m)	127
Figura 59 – Força cortante devido à protensão externa – Caso 1 (Unidades em kN)	127
Figura 60 – Força normal devido à protensão externa – Caso 1 (Unidades em kN)	127
Figura 61 – Caso 2: Um desviador centralizado no vão (medidas em cm)	128
Figura 62 – Cargas permanentes – Caso 2 (medidas em cm)	129
Figura 63 – Diagrama de momento fletor - Caso 2 – Cargas permanentes (Unidades em kN.m)	130
Figura 64 – Diagrama de força cortante - Caso 2 – Cargas permanentes (Unidades em kN)	130
Figura 65 – Cargas equivalentes – Caso 2 (medidas em cm)	132
Figura 66 – Momento fletor devido à protensão externa – Caso 2 (Unidades em kN.m)	132
Figura 67 – Força cortante devido à protensão externa – Caso 2 (Unidades em kN)	132

Figura 68 – Força normal devido à protensão externa – Caso 2 (Unidades em kN)	133
Figura 69 – Caso 3: Desviadores em posição intermediária (medidas em cm)	134
Figura 70 – Cargas permanentes – Caso 3 (medidas em cm)	135
Figura 71 – Diagrama de momento fletor - Caso 3 – Cargas permanentes (Unidades em kN.m).....	135
Figura 72 – Diagrama de força cortante - Caso 3 – Cargas permanentes (Unidades em kN)	135
Figura 73 – Cargas equivalentes – Caso 3 (medidas em cm).....	137
Figura 74 – Momento fletor devido à protensão externa - Caso 3 (Unidades em kN.m)....	138
Figura 75 – Força cortante devido à protensão externa - Caso 3 (Unidades em kN)	138
Figura 76 – Força normal devido à protensão externa - Caso 3 (Unidades em kN)	138
Figura 77 – Caso 4: Desviadores afastados do centro da obra (medidas em cm).....	140
Figura 78 – Cargas permanentes – Caso 4 (medidas em cm)	141
Figura 79 – Diagrama de momento fletor - Caso 4 – Cargas permanentes (Unidades em kN.m).....	141
Figura 80 – Diagrama de força cortante – Caso 4 – Cargas permanentes (Unidades em kN)	141
Figura 81 – Cargas equivalentes – Caso 4 (medidas em cm).....	143
Figura 82 – Momento fletor devido à protensão externa - Caso 4 (Unidades em kN.m)....	144
Figura 83 – Força cortante devido à protensão externa - Caso 4 (Unidades em kN)	144
Figura 84 – Força normal devido à protensão externa - Caso 4 (Unidades em kN)	144
Figura 85 – Caso 5: Desviadores com maior excentricidade (medidas em cm)	146
Figura 86 - Cargas equivalentes - Caso 5 (medidas em cm).....	148
Figura 87 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 5 (Unidades em kN.m).....	149
Figura 88 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 5 (Unidades em kN).....	149
Figura 89 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 5 (Unidades em kN).....	149
Figura 90 – Relação $M_{sd} \times \alpha$	151
Figura 91 – Relação $M_p \times \alpha$	152

Figura 92 – Relação $V_p \times \alpha$	152
Figura 93 – Relação $N_p \times \alpha$	152
Figura 94 – Relação $M_{sd} \times D_{D \text{ horiz}}$	153
Figura 95 – Relação $M_p \times D_{D \text{ horiz}}$	154
Figura 96 – Relação $V_p \times D_{D \text{ horiz}}$	154
Figura 97 – Relação $N_p \times D_{D \text{ horiz}}$	155
Figura 98 – Caso 6: Ancoragens rebaixadas (medidas em cm)	157
Figura 99 – Cargas equivalentes – Caso 6 (medidas em cm)	159
Figura 100 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 6 (Unidades em kN.m)	160
Figura 101 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 6 (Unidades em kN)	160
Figura 102 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 6 (Unidades em kN)	160
Figura 103 – Caso 7: Ancoragens e desviadores rebaixados (medidas em cm)	162
Figura 104 – Cargas equivalentes – Caso 7 (medidas em cm)	164
Figura 105 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 7 (Unidades em kN.m)	165
Figura 106 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 7 (Unidades em kN)	165
Figura 107 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 7 (Unidades em kN)	165
Figura 108 – Caso 8: Ancoragens na laje (medidas em cm)	167
Figura 109 – Cargas equivalentes – Caso 8 (medidas em cm)	169
Figura 110 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 8 (Unidades em kN.m)	170
Figura 111 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 8 (Unidades em kN)	170
Figura 112 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 8 (Unidades em kN)	170
Figura 113 – Relação $M_p \times D_{D \text{ horiz}}$	173
Figura 114 – Relação $M_{sd} \times D_{D \text{ horiz}}$	173

Figura 115 – Relação $M_p \times \alpha$	174
Figura 116 – Relação $M_{sd} \times \alpha$	174
Figura 117 – Relação $N_p \times D_{D \text{ horiz}}$	175
Figura 118 – Relação $N_p \times \alpha$	175
Figura 119 – Relação $V_p \times D_{D \text{ horiz}}$	176
Figura 120 – Relação $V_p \times \alpha$	176

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características dos compressores - Adaptado da NB-6:1943	59
Tabela 2 – Características dos caminhões - Adaptado da NB-6:1943	60
Tabela 3 – Características do caminhão tipo C - Adaptado da NB-6:1950.....	61
Tabela 4 – Cargas para os trens-tipo - Adaptado da NB-6:1960.....	62
Tabela 5 – Características dos trens-tipo – Adaptada da NB-6:1960.....	63
Tabela 6 – Cargas para os trens-tipo - Adaptado da NB-6:1982 (NBR 7188)	64
Tabela 7 – Características dos trens-tipo - Adaptado da NB-6:1982.....	65
Tabela 8 – Simulação CIV e CNF - Adaptado da NBR 7188:2013.....	67
Tabela 9 – Resumo dos esforços.....	110
Tabela 10 – Características e Resultados dos deslocamentos dos desviadores.....	150
Tabela 11 – Características e Resultados dos deslocamentos das ancoragens e desviadores	172

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	21
1.1. JUSTIFICATIVA	22
1.2. OBJETIVOS GERAIS	23
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
1.4. ESCLARECIMENTOS E DEFINIÇÕES	23
1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	24
CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1. RECUPERAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL	26
2.2. PROTENSÃO EXTERNA APLICADA A REFORÇOS ESTRUTURAIS	28
2.2.1. Histórico da protensão externa	28
2.2.2. Características e aplicações	29
2.2.3. Vantagens e desvantagens do reforço por protensão externa	31
2.3. TRABALHOS RELACIONADOS	33
2.4. TIPOS DE AÇO	49
2.5. HISTÓRICO – EVOLUÇÕES NORMATIVAS	55
2.5.1. Criação da ABNT	55
2.5.2. Normas de pontes e suas principais características	56
CAPÍTULO 3. METODOLOGIA.....	70
3.1. ANÁLISES INICIAIS	70
3.2. REPARO E RECUPERAÇÃO	71
3.3. REFORÇO ESTRUTURAL – ROTEIRO DE CÁLCULO.....	72
3.4. VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)	77
3.5. PERDAS DE PROTENSÃO	80
3.5.1. Perdas imediatas	81
3.5.2. Perdas progressivas	84
CAPÍTULO 4. PONTE MODELO.....	86
4.1. PROJETO ANALISADO	86

4.2.	GEOMETRIA DA OBRA ORIGINAL	87
4.3.	CÁLCULO ESTRUTURAL DA OBRA EXISTENTE	93
4.3.1.	Cargas permanentes iniciais	94
4.3.2.	Cargas móveis de projeto	95
4.3.3.	Cálculo dos esforços na viga longitudinal - obra original	97
4.3.4.	Cálculo da armadura longitudinal da viga longitudinal - obra original	98
CAPÍTULO 5. PROPOSTA DE REFORÇO ESTRUTURAL		100
5.1.	GEOMETRIA DO REFORÇO ESTRUTURAL	100
5.2.	CÁLCULO DOS ESFORÇOS DA OBRA REFORÇADA E AMPLIADA	105
5.2.1.	Cargas permanentes da obra ampliada reforçada	105
5.2.2.	Cargas móveis das normas vigentes atualmente	106
5.2.3.	Cálculo dos esforços da obra ampliada na viga longitudinal	107
5.2.4.	Resumo dos esforços	109
5.3.	CÁLCULO DO REFORÇO ESTRUTURAL	111
5.3.1.	Seção resistente	111
5.3.2.	Armaduras necessárias sem protensão	112
5.3.3.	Cálculo do reforço por monocordalhas engraxadas	113
CAPÍTULO 6. INFLUÊNCIA DO POSICIONAMENTO DOS BLOCOS		123
6.1.	DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES EFETUADAS	123
6.2.	CASO 1: DESVIADORES AOS TERÇOS DO VÃO	125
6.2.1.	Geometria	125
6.2.2.	Cargas e esforços	125
6.2.3.	Cargas equivalentes	125
6.3.	CASO 2: UM DESVIADOR CENTRALIZADO NO VÃO	127
6.3.1.	Geometria	127
6.3.2.	Mudança de cargas e esforços	129
6.3.3.	Cargas equivalentes	130
6.3.4.	Influência da mudança de posição – Caso 2	133

6.4. CASO 3: DESVIADORES EM POSIÇÃO INTERMEDIÁRIA	133
6.4.1. Geometria	133
6.4.2. Mudança de cargas e esforços	135
6.4.3. Cargas equivalentes	136
6.4.4. Influência da mudança de posição – Caso 3	139
6.5. CASO 4: DESVIADORES AFASTADOS DO CENTRO DA OBRA	139
6.5.1. Geometria	139
6.5.2. Mudança de cargas e esforços	141
6.5.3. Cargas equivalentes	142
6.5.4. Influência da mudança de posição – Caso 4	145
6.6. CASO 5: DESVIADORES COM MAIOR EXCENRICIDADE	145
6.6.1. Geometria	145
6.6.2. Mudança de cargas e esforços	147
6.6.3. Cargas equivalentes	147
6.6.4. Influência da mudança de posição – Caso 5	149
6.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS VARIAÇÕES NOS BLOCOS DESVIADORES	150
6.8. CASO 6: ANCORAGENS REBAIXADAS	156
6.8.1. Geometria	156
6.8.2. Mudança de cargas e esforços	158
6.8.3. Cargas equivalentes	158
6.8.4. Influência da mudança de posição – Caso 6	160
6.9. CASO 7: ANCORAGENS E DESVIADORES REBAIXADOS	161
6.9.1. Geometria	161
6.9.2. Mudança de cargas e esforços	163
6.9.3. Cargas equivalentes	163
6.9.4. Influência da mudança de posição – Caso 7	166

6.10. CASO 8: ANCORAGENS NA LAJE	166
6.10.1. Geometria	166
6.10.2. Mudança de cargas e esforços	168
6.10.3. Cargas equivalentes	168
6.10.4. Influência da mudança de posição – Caso 8.....	171
6.11. ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS VARIAÇÕES NOS BLOCOS DE ANCORAGEM E DESVIADORES	171
CAPÍTULO 7. CONCLUSÃO.....	177
7.1. CONCLUSÕES	177
7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	179
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	180

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

Devido às demandas de mercado, os veículos de carga frequentemente transportam muito peso, antes tomado como raro ou impossível em um só caminhão. Este, dentre outros fatores, fazem com que as normas técnicas referentes a estruturas sejam atualizadas, exigindo que estruturas viárias resistam a veículos mais pesados.

Atualmente, os materiais de construção civil contam com técnicas de produção mais avançadas, possuem fabricação mais controlada, sendo possível obter estruturas mais resistentes e esbeltas do que as construídas antigamente. As pontes feitas sob vigência das normas técnicas anteriores eram construídas normalmente com concreto de menor resistência à compressão (f_{ck}) em relação às pontes atuais, além de terem passado por solicitações de diversas naturezas, ficaram expostas às intempéries e quando não há a devida manutenção, ocorrem manifestações patológicas que podem corroer as armaduras, desgastar o concreto e causar diversas anomalias, diminuindo a capacidade portante, bem como a vida útil da ponte.

A diminuição da capacidade de carga destas estruturas se contrapõe ao aumento de solicitação, não raro, estas pontes antigas ficam expostas a esforços superiores àqueles realmente calculados, podendo causar anomalias estruturais e, em um extremo, chegar ao colapso.

Segundo o cadastro do DNIT disponibilizado por Mendes (2009), das pontes da malha rodoviária federal (não concessionadas e geridas pelo DNIT), 90% foram projetadas com o trem-tipo de 240 kN da NB-6:1943 e NB-6:1950 e com o trem-tipo de 360 kN, da NB-6:1960. Isso mostra que as pontes brasileiras são muito antigas e possivelmente funcionalmente obsoletas e estruturalmente deficientes (VITÓRIO, 2013), havendo a necessidade de análise e provavelmente reforço estrutural da maioria destas pontes, para a adequação ao atual trem-tipo de 450 kN, da NBR 7188:2013.

Outro fato é que a malha rodoviária federal sofre pouca manutenção e pouca fiscalização em relação ao peso dos veículos de carga que trafegam por ela, o que favorece grandes solicitações em estruturas que suportam cada vez menos carga, por necessitarem de recuperação e reforço estrutural.

Além da menor capacidade de carga dada a pouca conservação, muitas pontes não possuem largura satisfatória às demandas de tráfego e às normas vigentes no país (VITÓRIO, 2016), pois poderiam contemplar mais faixas de tráfego, faixas mais largas e faixas auxiliares como acostamentos, ou até mesmo passeios e ciclovias, muitas vezes inexistentes em tais obras.

Outros fatores ainda podem ser citados como preponderantes na necessidade de intervenção, como, por exemplo, mudança de uso da obra ou até mesmo a constatação de erros no projeto ou execução da estrutura.

A demolição e posterior reconstrução destas obras é uma alternativa de elevado custo financeiro e com o avanço dos métodos de reforço estrutural, também passou a ser uma alternativa desnecessária, pois na maioria dos casos, o simples reforço da estrutura existente já é capaz de aumentar a capacidade portante a ponto de atender aos requisitos normativos (trem-tipo de projeto atual) e aos requisitos da situação específica, como por exemplo, o aumento de largura da seção transversal e mudança de uso.

Dentre os métodos de reforço estrutural conhecidos, o uso de cabos de protensão ancorados externamente à estrutura existente surge como uma alternativa economicamente e tecnicamente viável.

1.1.JUSTIFICATIVA

Ao se projetar um reforço estrutural de pontes, surgem dúvidas quanto à abordagem das cargas que se deve adotar e o quanto se deve considerar da capacidade da estrutura existente.

Sendo a protensão externa o tipo de reforço escolhido, ainda restam muitas dúvidas quanto às considerações de cálculo e características do projeto a serem adotadas, como sua própria geometria.

Desta forma, este trabalho trata de uma contribuição ao projeto e cálculo de reforços à flexão para as vigas longarinas de pontes rodoviárias em concreto armado utilizando a protensão externa ancorada a blocos de concreto armado, ao se analisar um projeto teórico típico de reforço estrutural.

1.2. OBJETIVOS GERAIS

Este trabalho tem como objetivo ampliar os conhecimentos sobre o tema de reforço estrutural em pontes brasileiras e dar subsídios ao cálculo de reforço utilizando a protensão externa, por meio da análise de sua geometria, descrição das principais características deste tipo de reforço, das normas técnicas nacionais anteriores e pela proposição de uma metodologia de cálculo feita com base em um exemplo teórico típico.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar a evolução histórica, ao longo dos anos, das normas de pontes NB-2 ou NBR 7187 e de cargas móveis, NB-6 ou NBR 7188;
- Dar subsídio à escolha da protensão externa como método de reforço;
- Demonstrar explicitamente as considerações de cálculo de reforço estrutural de pontes;
- Desenvolver o cálculo do reforço por protensão externa de modo analítico para a solução de acréscimos de esforços nas vigas longarinas de uma ponte, gerados pela ampliação e mudança de forças atuantes.
- Avaliar a eficiência da protensão externa em relação ao posicionamento dos blocos desviadores e de ancoragem por meio de uma análise paramétrica de uma ponte simplesmente apoiada de um vão.

1.4. ESCLARECIMENTOS E DEFINIÇÕES

Neste item são apresentados alguns termos importantes, com suas definições consideradas neste trabalho.

Pontes são obras destinadas à transposição superior de rios ou braços de mar, enquanto que *pontilhões* são pequenas pontes sobre córregos.

São denominados *Viadutos* quando o obstáculo a ser transposto é um vale ou outras vias.

Muitas vezes existem vários vãos sobre solo antes que se chegue ao vão sobre a água, neste caso, os vãos que ainda não estão sobre a água podem ser chamados de *viadutos de acesso*.

Nesta dissertação serão tratadas simplesmente como *Pontes* as obras destinadas à transposição superior de obstáculos, sejam eles rios, vales, construções ou outras vias.

Vigas Longarinas são as vigas principais das pontes em vigas, dispostas na direção do tráfego, ou seja, longitudinais à obra e são as responsáveis por suportar as cargas ao longo do vão.

Vigas Transversinas são vigas secundárias, dispostas perpendicularmente à direção do tráfego, dentre outras utilidades, servem para a distribuição transversal das cargas, aumento de rigidez do conjunto, auxílio na troca de aparelhos de apoio, estabilização das vigas longarinas e lajes.

Capacidade portante ou *carga portante* se refere aos máximos esforços ou máximo peso que a estrutura pode suportar sem entrar em colapso e sem atingir seus estados limites últimos ou de utilização, como flechas, vibrações ou fissurações excessivas.

Vigas T são vigas em que se considera como resistente uma porção de laje superior, ficando sua seção transversal resistente com forma semelhante à letra “T”.

1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está dividido em 7 capítulos. No primeiro capítulo é introduzido o tema da dissertação, com as motivações que levaram a este estudo e seus objetivos, além de apresentar as principais definições e esclarecimentos de alguns termos usados ao longo do trabalho.

Uma visão geral sobre reforço estrutural com foco em protensão externa, em que se discutem vantagens e desvantagens de seu uso, especificidades sobre o sistema e características de seus componentes é apresentada no capítulo 2. Um histórico das normas técnicas brasileiras de pontes e cargas móveis rodoviárias, assim como trabalhos relacionados ao tema também são apresentados neste capítulo.

No terceiro capítulo um roteiro sobre reforço estrutural com protensão externa é apresentado de forma genérica, mostrando como se proceder desde o início da análise até um passo a passo do método de cálculo utilizado nesta dissertação.

No capítulo 4 é detalhada uma obra que constitui um problema típico de reforço estrutural com ampliação da obra, descrevendo detalhadamente o procedimento para o reforço. No capítulo 5 é proposto o reforço estrutural por protensão externa, executando passo a passo o exemplo de reforço estrutural.

O capítulo 6 faz uma análise paramétrica com a geometria dos cabos de protensão externa, analisando-se o comportamento dos esforços na estrutura para cada posicionamento dos blocos de ancoragem e dos blocos desviadores.

Por fim tem-se o capítulo 7 reunindo as conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta informações fundamentais para que seja possível compreender os reforços estruturais por protensão externa, com base nas normas nacionais de pontes e de cargas móveis e em trabalhos anteriormente realizados sobre o tema.

2.1. RECUPERAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

A teoria de que as estruturas de concreto armado são eternas já está deteriorada no meio técnico e diversas são as razões para isso, podendo-se listar vários motivos ligados a fatores intrínsecos e extrínsecos à estrutura, de acordo com Souza e Ripper (1998).

O fato de o concreto e a armadura se modificarem quimicamente ao longo do tempo é razoável para que se ateste a necessidade da manutenção constante. De acordo com Souza e Ripper (1998), as causas intrínsecas que promovem ou aceleram a degradação química podem ser desenvolvidas devido a falhas durante o processo de confecção da estrutura, como falhas no armazenamento dos materiais, no transporte, na dobra das armaduras, concretagem, montagem das formas, má interpretação de projetos, desrespeito ao cobrimento mínimo das armaduras, uso de concreto com baixa resistência e alta porosidade, falhas devido ao uso desta estrutura, principalmente ao não se realizar vistoria e manutenção preventiva. Ainda pode haver causas físico-químicas relacionadas à natureza dos materiais constituintes e à interação entre os mesmos.

As causas extrínsecas fundamentam-se em erros de projeto, execução, uso da estrutura, bem como acidentes de colisão, incêndio ou ataques químicos. Estas causas acabam por gerar desgaste ou esforços imprevistos, maiores do que o resistido pela estrutura e mesmo que não se manifeste de imediato, ao longo do tempo podem surgir anomalias estruturais. Muitas vezes o desconhecimento do comportamento mecânico de certos materiais ao longo do tempo faz com que haja falhas desta natureza.

Estas causas geram manifestações patológicas que, dentre outros resultados, fazem com que a estrutura perca a capacidade de resistir mecanicamente às solicitações ou necessite suportar mais carga, tudo isso implica na necessidade de intervenção com reforços ou recuperação estrutural, caso contrário corre risco imediato ou futuro de colapso.

Quanto mais cedo se fizer esta intervenção, mais efetiva, durável, simples e barata será a recuperação, conforme a lei de Sitter, referida por Helene (1992).

Esta intervenção pode se dar na forma de recuperação da estrutura, com tratamentos presentes na literatura sobre terapia do concreto, que conduzem a estrutura às suas condições de projeto, portanto com a mesma resistência para que foi inicialmente construída. Ou ainda, esta intervenção pode se dar pelo aumento da capacidade portante, ou conforme Souza e Ripper (1998), alteração na funcionalidade da estrutura, necessitando cálculo estrutural prévio. Este último é denominado reforço estrutural. Ainda pode não haver possibilidade de reaproveitamento da estrutura existente, viabilizando-se a demolição.

Mesmo quando a situação exige reforço estrutural, é indicado se associar técnicas de recuperação da estrutura para eliminar as patologias além de aumentar a resistência.

O processo de reforço estrutural pode ser feito por vários procedimentos, cuja utilização varia de acordo com a causa ou motivo do reforço, o tipo de uso futuro, tempo disponível para a execução, clima, condições ambientais, agressividade do meio, materiais disponíveis, elemento a ser reforçado, o tipo de esforço a que o elemento está sujeito (tração, compressão, flexão ou cisalhamento), características mecânicas do substrato (estrutura existente), ordem de grandeza do acréscimo de resistência, condições de acesso à obra, dimensões do reforço, dentre outros fatores.

Alguns exemplos de técnicas de reforço em estruturas de concreto armado podem ser citados, como, incorporação de armaduras, aumento de seção por revestimento da peça (envelopamento), adição de chapas, perfis metálicos ou fibras poliméricas, como fibras de carbono ou de vidro e ainda a adição de cabos exteriores protendidos, o qual será abordado nesta dissertação.

2.2.PROTENSÃO EXTERNA APLICADA A REFORÇOS ESTRUTURAIS

2.2.1. Histórico da protensão externa

Reforçar barris e rodas de madeira com cintas metálicas são técnicas muito antigas, a mesma técnica pode ser encontrada no Egito antigo aplicada a embarcações (AEBERHARD et al., 1992). A primeira patente sobre protensão data de 1928, por Eugène Freyssinet (SOUZA E RIPPER, 1998), porém, a protensão externa em construções foi patenteada apenas em 1934 pelo engenheiro Karl Franz Dischinger (RADIĆ, et al., 2008) e foi utilizada somente após 1936, com início na Ponte Adolf Hitler, em Aue, na Alemanha (PALIGA, 2015). Os cabos eram fixados no interior da ponte celular, de modo que pudessem ser acessados para manutenção. O desconhecimento quanto à corrosão fez com que muitos cabos de pontes deste tipo precisassem ser substituídos.

Com o tempo, tanto as técnicas quanto os materiais se desenvolveram, acrescentando conhecimentos a cerca das propriedades das armaduras, proteção contra corrosão das mesmas, fatores de perdas de protensão, como a retração do concreto e relaxação do aço, dentre outros aspectos que viabilizaram tecnicamente tais construções.

Além da construção de pontes com protensão exterior, esta técnica foi usada pela primeira vez para o reforço estrutural em uma ponte de dois vãos de 48 m sobre o rio Arare, em Aarwangen na Suíça, a qual foi construída em 1889 e não era mais capaz de suportar o tráfego em 1967 (AEBERHARD et al., 1992). Esta ponte foi reforçada com o uso de protensão externa, como pode ser visto na Figura 1.



Figura 1 – Ponte Sobre o Rio Arare, Aarwangen, Suíça - reforçada em 1967 (AEBERHARD et al., 1992)

Esta técnica é um horizonte muito interessante a ser explorado atualmente no Brasil, pois existem muitas pontes na malha rodoviária nacional que necessitam de maior capacidade portante do que atualmente possuem, tanto pelo enfraquecimento progressivo do aço e do concreto devido às patologias quanto para a adequação às condições atuais de uso, em conformidade com as normas técnicas brasileiras atuais e normas das concessionárias. Com o uso desta técnica, a adição de poucos elementos à estrutura é capaz de introduzir, por meio da protensão, forças pontuais de sentido contrário ao das forças solicitantes, de modo que aumente a capacidade de suporte dessas peças.

2.2.2. Características e aplicações

Esta técnica consiste em ancorar cabos externamente à estrutura e então tracioná-los, podendo haver desvios em sua trajetória por meio de desviadores. O cabo retilíneo com desvios é denominado poligonal, muito usado no caso de protensão exterior, em que os cabos ficam livres de contato com a estrutura exceto pelos os pontos de ancoragem e desvios, onde acabam por introduzir as forças de sentido contrário às solicitações.

Para recuperação e reforço de pontes com este tipo de protensão, é comum a utilização de barras de aço CP85/105 retas nas protensões transversais à obra, como mostra a Figura 2, e associação de cordoalhas com desenvolvimento poligonal para reforço das vigas longarinas (longitudinais à obra), com aço CP190, por exemplo.

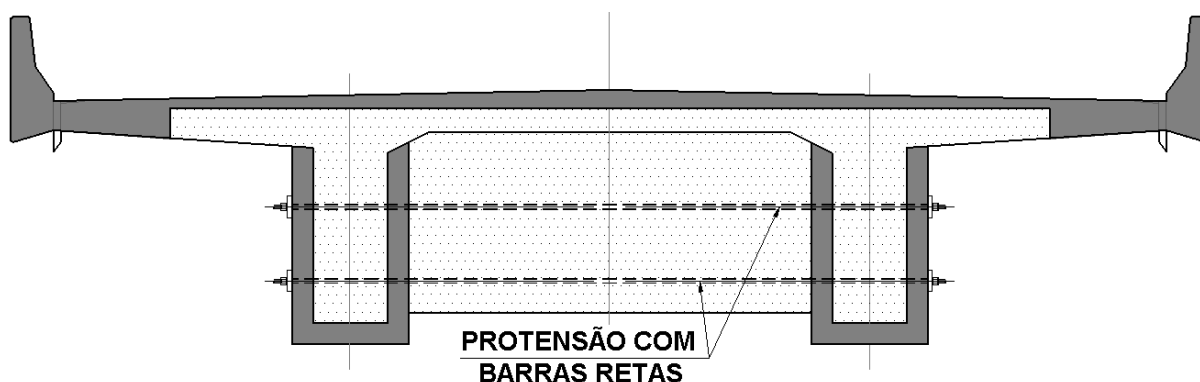


Figura 2 – Protensão transversal com o uso de barras retas

No caso de cordoalhas, estas podem ser dispostas rente à alma da viga longitudinal, ou unidas dentro de um duto. Quando são dispostas da primeira forma,

para menos cordoalhas, é comum a utilização de ancoragens metálicas e desviadores metálicos conforme a Figura 3. Já no caso de dutos, é mais comum a utilização de blocos de ancoragem e desviadores em concreto armado, como o exemplificado pela Figura 4.



Figura 3 – Ancoragens (a), desviador inferior (b) e desviador superior (c) metálicos para protensão externa (VITÓRIO, 2013)

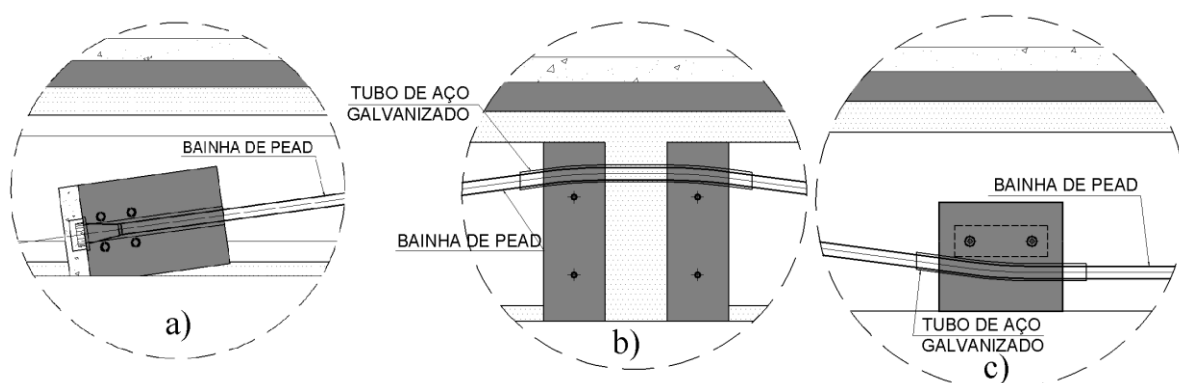


Figura 4 – Ancoragens (a), desviador superior (b) e desviador inferior (c) em concreto armado

Os desviadores metálicos são fixados à estrutura normalmente por meio de barras especiais retas protendidas de aço resistente, como o ST 85/105, enquanto que os blocos de ancoragem e desviadores em concreto armado podem ser fixados às longarinas por meio de armaduras passivas e também pelas mesmas barras.

Um fator importante é o raio de curvatura dos cabos dentro dos desviadores, pois o desrespeito ao raio mínimo pode ocasionar danos no aço e nas bainhas plásticas ou nos tubos metálicos e ainda interferir nas perdas de protensão por atrito (AEBERHARD et al., 1992).

Além dos blocos metálicos e em concreto armado já mencionado, existe uma grande variedade de desviadores e ancoragens que podem ser construídos,

como por exemplo, septos interiores no caso de seções celulares, treliças metálicas inferiores à obra, vigas transversinas novas ou existentes, engrossamentos nas próprias vigas longarinas ou outros elementos estruturais.

Embora se destaque o uso desta técnica aplicada a reforço de pontes em concreto armado, tema deste trabalho, pode também ser utilizada em qualquer estrutura feita de diversos materiais, como nas vigas de edificações, cobertura, silos ou paredes de alvenaria estrutural. Existem muitos exemplos de reforço deste tipo em treliças metálicas, por exemplo.

2.2.3. Vantagens e desvantagens do reforço por protensão externa

Um mesmo reforço estrutural, com o uso de cabos externos poligonais protendidos, pode ser aplicado para o reforço a vários esforços simultaneamente, pois é possível dispor os cabos de modo a reforçar vigas tanto aos momentos fletores positivos quanto aos negativos, assim como aos esforços cortantes, pelo efeito de compressão e pela inclinação dos cabos, como exemplificado pela Figura 5

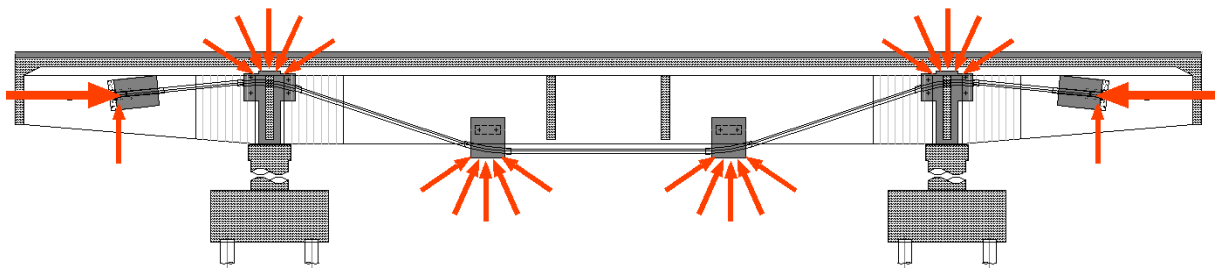


Figura 5 – Forças aplicadas pela protensão externa

Outras vantagens podem ser citadas:

- Menor consumo de concreto ao eliminar a necessidade de engrossamento de todo o elemento;
- Economia em formas e escoramento;
- Baixo peso acrescido à estrutura existente;
- Menos perdas de protensão por atrito devido à utilização de cabos sem aderência;
- Possibilidade de escolha da excentricidade dos cabos com a fixação de desviadores e ancoragens em alturas determinadas da viga;

- O simples reforço da estrutura não exige necessariamente a interrupção do uso da obra, no caso de pontes, é possível reforçá-las sem a interrupção do tráfego;
- Não é necessário corrigir deformações antes de reforçar a obra;
- Uso de armaduras não aderentes possibilita a manutenção da protensão e até mesmo a substituição das cordoalhas;
- O dimensionamento permite se utilizar da resistência de todos os elementos envolvidos, inclusive da estrutura existente;
- Possibilidade de melhor redistribuição plástica de esforços em vigas contínuas (DECHENG, 2009), pois os elementos mais solicitados são aliviados pela distribuição dos esforços aos elementos adjacentes mais “folgados”, de acordo com Souza e Ripper (1998);
- Redução de deformações;
- Dependendo dos esforços acrescidos em uma possível ampliação da obra, este reforço pode isentar a necessidade de vigas adicionais;
- Equipamentos de protensão leves facilitam a utilização em grandes alturas, principalmente ao se escolher a protensão de mono cordoalhas, de acordo com Almeida (2001);

Mesmo com tantas propriedades vantajosas, alguns aspectos devem ser levados em conta ao se pensar em adotar tal tipo de reforço estrutural. Dentre eles, podem ser citados:

- A utilização de equipamentos e técnicas não convencionais requer mão de obra especializada;
- Importância de uma excelente proteção à corrosão principalmente nas ancoragens e desvios;
- O reforço fica exposto, havendo perigo de ser danificado por impactos ou ação de incêndios;
- A ruína em um só ponto pode inutilizar todo o cabo, havendo significativa perda do reforço total da obra;
- Dificuldade na execução de desviadores em concreto, o que pode inviabilizar o uso deste tipo de reforço;
- Peso dos blocos desviadores e de ancoragem, principalmente quando são constituídos em concreto, devem ser considerados na avaliação estrutural;

- Cálculo complexo e pouco difundido possibilita erros capazes de causar ruptura frágil na estrutura, pela falta de verificação de determinados esforços;
- A dissociação entre o cabo e a estrutura faz com que se deformem de maneira diferente, podendo haver efeitos de segunda ordem devido à diferença entre os deslocamentos sofridos pela estrutura e pelo cabo;
- Problemas para o uso em estruturas com baixa resistência à compressão, devido à introdução da força normal pela protensão;
- As altas concentrações de tensão devido aos poucos pontos de contato entre o cabo e a estrutura, exigem que estes pontos sejam avaliados;
- Esforços indesejáveis podem surgir principalmente em estruturas hiperestáticas, podendo até mesmo aumentar a força cortante solicitante, portanto há a necessidade de avaliação deste aspecto;
- Pode haver dificuldades ao se furar vigas transversinas ou demais elementos para a passagem dos cabos de protensão;

2.3. TRABALHOS RELACIONADOS

Um importante exemplo de corrosão nos sistemas de protensão externa foi dado pelos engenheiros Evans e Bollmann (2000), quando em uma inspeção na Mid-Bay Bridge, sobre a baía de Choctawhatchee em Okaloosa, Flórida, Estados Unidos, detectaram uma perda de protensão devido à corrosão em dois cabos de protensão externa, como mostra a Figura 6.



Figura 6 – Protensão externa corroída (Adaptado de EVANS e BOLLMANN, 2000)

Nota-se a corrosão avançada no sistema de ancoragem, no tubo metálico e nas cordoalhas do cabo, visível quando removido a argamassa que o revestia.

Trata-se de uma ponte em caixão de 142 vãos contínuos com protensão externa. A corrosão, provavelmente devido à água salgada, inutilizou dois cabos, os

quais estavam rompidos e necessitaram ser substituídos. Isto mostra a importância da proteção contra a corrosão em estruturas protendidas.

Almeida (2001) estudou a protensão externa aplicada a vigas de concreto armado e também produziu ensaios de modelos físicos. Pela sua revisão bibliográfica, destaca que a utilização da protensão externa é interessante dada a pouca ou nenhuma interrupção do uso da estrutura, seja ela edificação ou pontes. Destaca também aspectos do funcionamento do reforço, salientando que o momento resistente não é significativamente alterado com a utilização de um ou vários blocos desviadores.

Ressalta que a mudança de direção deve ser feita de forma gradual a fim de não prejudicar os cabos. A variação do local de ancoragem não variou a rigidez nas vigas e a forma do cabo influencia a resistência ao cisalhamento.

Muthuramu et al. (2002) estudaram o efeito da protensão externa em vigas retangulares biapoiadas. Em seus ensaios, a resistência à flexão foi aumentada em 20% enquanto que as flechas diminuíram para 39%. Concluíram que o reforço foi eficaz no controle de fissuração e aumentou a rigidez das vigas, reestabelecendo deflexões aceitáveis quando submetidas a solicitações de serviço.

Menegatti (2004) abordou o cálculo da protensão com seu efeito sendo representado por um conjunto de cargas concentradas equivalentes, comparando com a consideração da protensão como “esforços solicitantes iniciais equivalentes”. Segundo ele, no caso de protensão externa, o cabo já apresenta a geometria poligonal imposta pelos desviadores e não houve diferença entre os métodos analisados no cálculo da protensão externa, sendo viável assumir as vigas como barras e o efeito do cabo como conjunto de forças concentradas na viga nos pontos de contato com a mesma (ancoragem e desviadores).

El-Ariss (2004) analisou o comportamento à flexão de vigas com protensão externa não aderente, relacionando vão e altura da viga, excentricidade da protensão e seu comportamento em serviço.

Em suas análises, pode-se apreender que a tensão nos cabos de protensão variou linearmente com a deflexão nos desviadores, linearmente com a carga aplicada e demonstrou relação indireta com a formação de fissuras.

Grandes relações entre vão e altura da viga demonstraram menores excentricidades, portanto menor rigidez e capacidade à flexão.

Aravinthan et al. (2005) estudaram o comportamento de nove vigas com protensão externa. Seis destas eram contínuas de dois vãos iguais, enquanto as outras três possuíam apenas um vão. Foi estudada a variação da excentricidade dos cabos de protensão e a forma de carregamento, com um ou dois pontos de aplicação de forças, conforme a Figura 7, levando à ruptura.

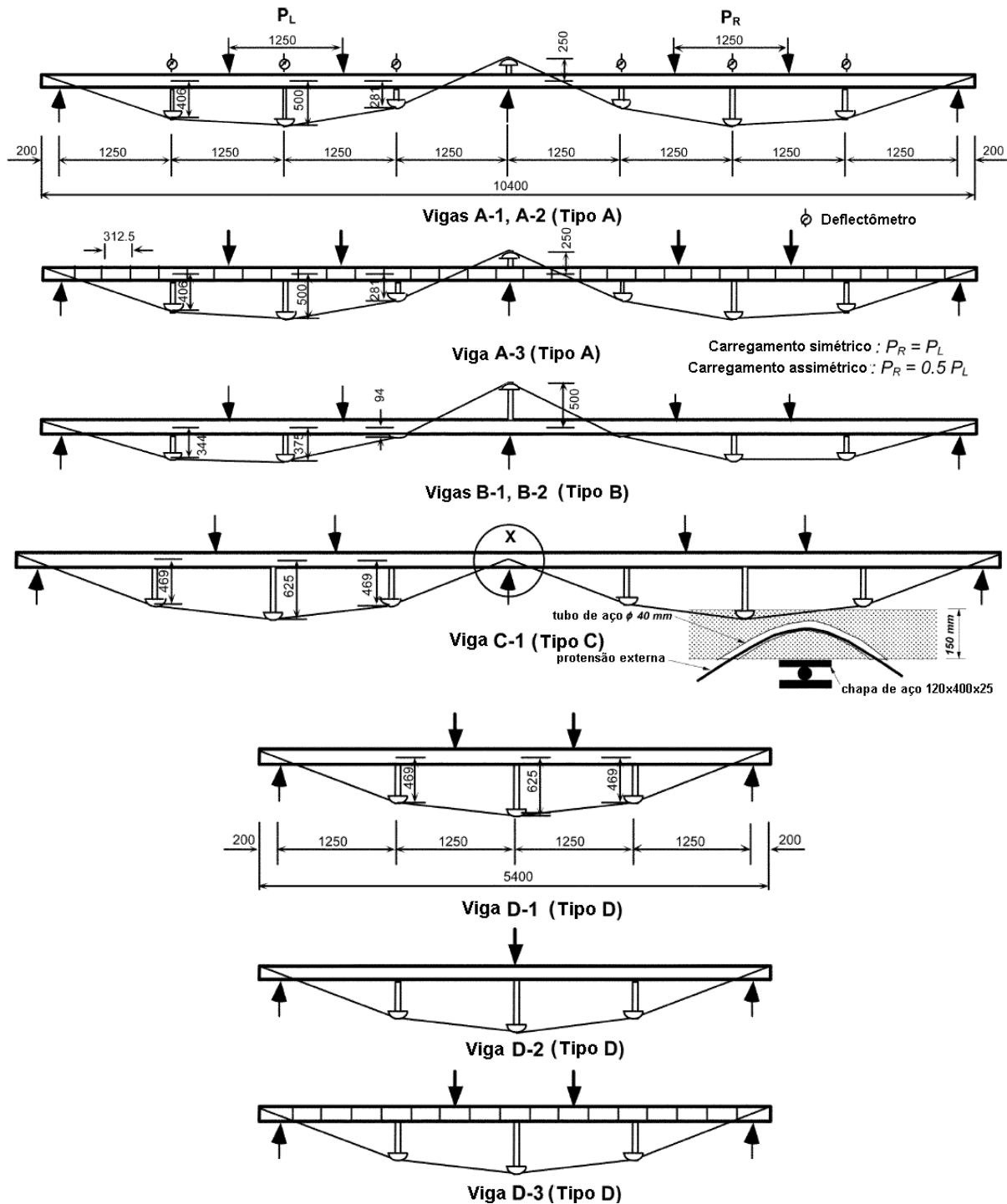


Figura 7 – Esquemas estáticos analisados por Aravinthan et al. (2005, adaptado) (medidas em mm)

Após os testes, concluíram que a presença de confinamento nos cabos intensificou a ductilidade, mas não aumentou a tensão última das vigas; A tensão nos cabos aumentou proporcionalmente com a deflexão no meio do vão até o escoamento dos cabos e foi influenciada pela forma do carregamento; O atrito nos desviadores teve influência nas vigas carregadas assimetricamente e o comportamento das vigas de um vão foi semelhante ao das vigas contínuas carregadas simetricamente.

Cavalcanti (2005) estudou métodos de verificação de estruturas protendidas, analisando principalmente dois modelos de análise. No intitulado Modelo 1, os cabos da protensão externa são considerados como parte integrante da seção transversal no cálculo das tensões, enquanto que o Modelo 2, a protensão é vista como um carregamento externo.

Ele conclui que tanto um modelo quanto o outro, se equivalem, havendo diferenças apenas quando há o uso de um coeficiente de ponderação para as forças de protensão, o que ocorre nas normas brasileiras, mas não ocorre nas no Eurocode, ou ACI, por exemplo. Com isso, se justifica o uso do pré-alongamento para o cálculo da protensão externa e também das cargas equivalentes para determinadas análises.

Harajli (2006) comparou diversos equacionamentos de previsão de tensões nos cabos de protensão externa. Segundo ele, a forma apreendida do ACI não leva em conta diversos parâmetros críticos e embora seja superconservadora, principalmente para vigas simplesmente apoiadas, sua metodologia de cálculo não garante previsões seguras em vigas contínuas.

Já o método apresentado pela AASHTO LRFD é mais racional e conduziu a valores menos conservadores, mais próximos dos resultados de seus testes.

Seus experimentos resultaram em certa dispersão nos valores de tensão nos cabos, devido a alguns fatores, como a não linearidade real entre tensão e deformação na ruptura, assumida inicialmente; devido à discrepância na deflexão quando a viga encontra-se fissurada e reforçada com cabos não aderentes; e a dificuldade de se considerar o comprimento de rótula plástica devido à fissuração desigual. Este comprimento de rótula plástica sofre grande influência da forma de aplicação da carga.

Luchi (2006) estudou as cargas móveis que realmente trafegam nas rodovias brasileiras, comparando com as disposições normativas brasileiras e internacionais (Eurocode e AASHTO).

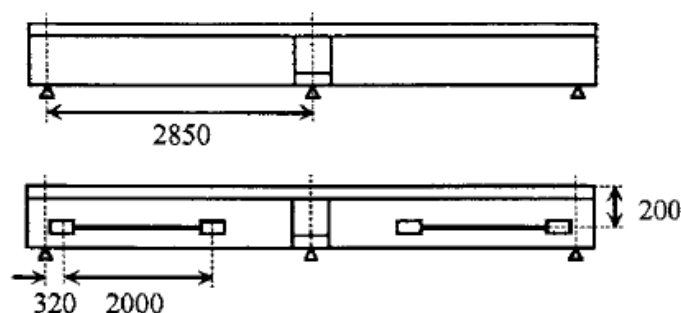
As normas brasileiras (NBR 8681:2003) definem um período de retorno entre 116 e 174 anos, enquanto que o Eurocode 1000 anos e as normas americanas 75 anos, propondo a fixação de 140 anos, podendo ser reduzido para 100 anos com o avanço nas pesquisas.

Em relação ao estado limite último de projeto, as normas brasileiras se aproximaram do Eurocode, ficando acima dos valores estabelecidos pela AASHTO, a qual resultou em valores mais conservadores.

Concluiu também que o trem-tipo brasileiro é adequado às cargas que trafegam no país, propondo, para o aumento da margem de segurança, a existência de faixas de segurança, acostamentos ou espaço adicional sem tráfego regular, pois este espaço é contado para o dimensionamento da ponte, enquanto que dificilmente é utilizado.

Em seus estudos, as pontes com menor margem de segurança quanto às cargas atuantes foram aquelas com espaço para apenas duas faixas de tráfego em pistas simples, sem passeios ou acostamentos. Estes casos são típicos de obras mais antigas, que frequentemente carregam outros problemas de cunho patológico, dada a falta de manutenção da malha rodoviária brasileira.

Tan e Tjandra (2007) testaram 12 vigas T contínuas, de dois vãos, utilizando diferentes tipos de reforço por protensão externa, com aço e fibra de carbono. Utilizaram-se cabos ao longo de toda a viga e também apenas nos locais de maior momento fletor, conforme a Figura 8, sendo este segundo caso, mais dúctil em relação ao primeiro.



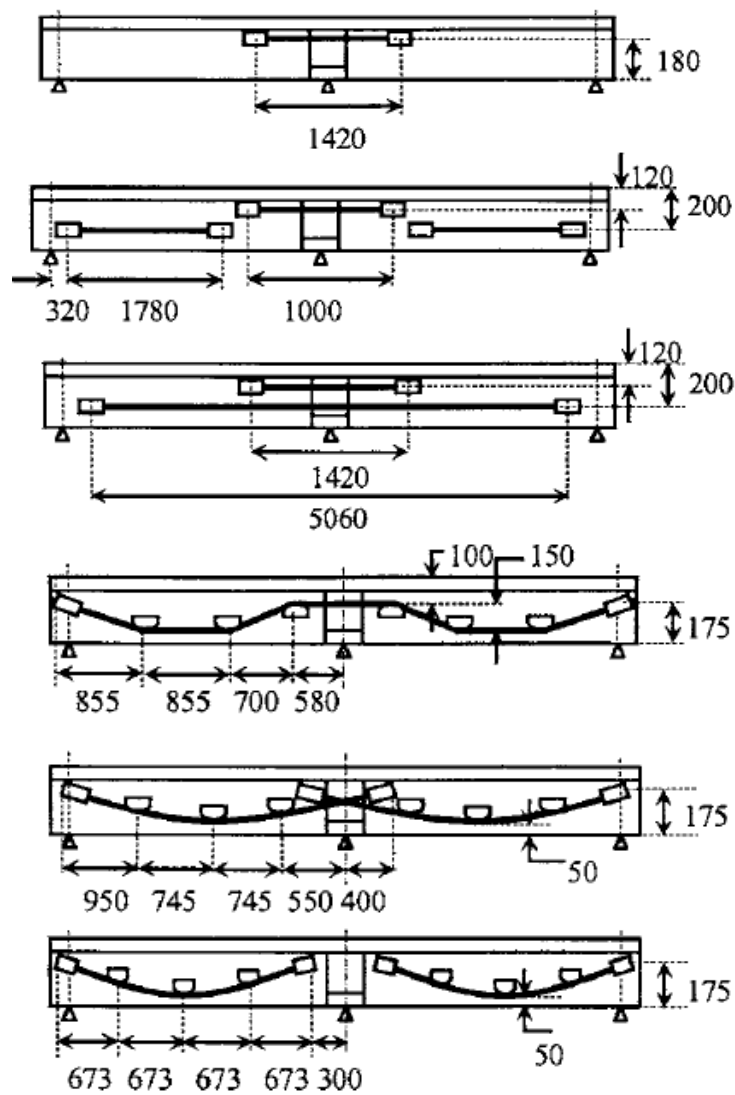


Figura 8 – Tipos de configuração do reforço por protensão externa (medidas em mm) (TAN e TJANDRA, 2007)

Com os resultados destes experimentos, puderam construir um ábaco da Figura 9 que relaciona dois parâmetros, o SR, razão entre a capacidade resistente necessária $P_{u,s}$ e a capacidade resistente inicial $P_{u,0}$ $\left(SR = \frac{P_{u,s}}{P_{u,0}}\right)$; e o parâmetro χ ,

que relaciona a taxa mecânica de armadura inicial em relação à final $\left(\chi = \frac{\rho_p \times f_{py}}{\rho_s \times f_y}\right)$,

sendo $\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_{ps}}$ e $\rho_s = \frac{A_s}{b \times d_s}$, lembrando que o índice “p” se refere à armadura

de protensão e “s” à armadura passiva. Nesta taxa está implícita a altura do cabo em relação à extremidade comprimida da seção.

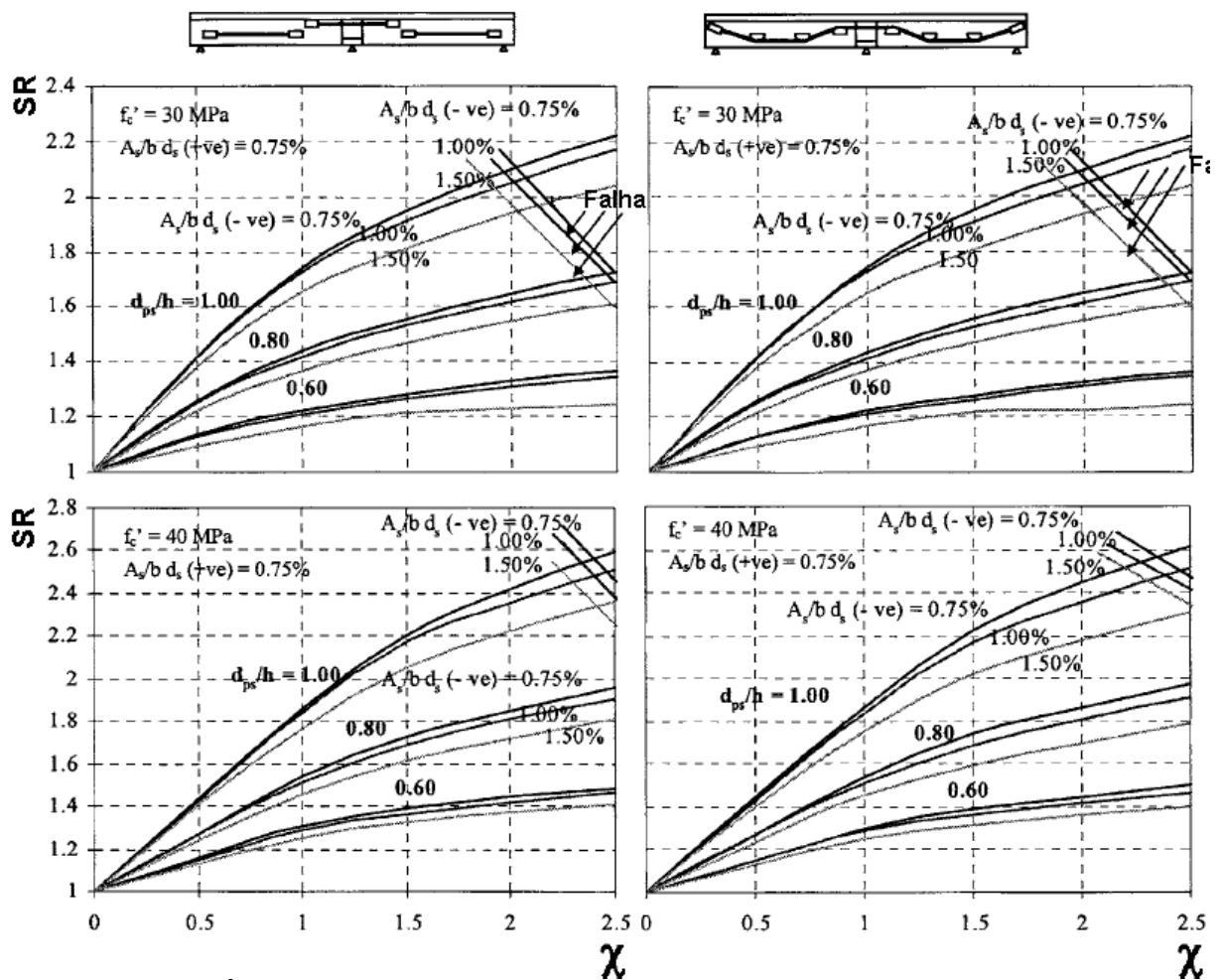


Figura 9 – Ábacos para as características do reforço por protensão externa –
Relação de reforço por índice global de protensão
(Adaptado de TAN e TJANDRA, 2007)

Além da viabilidade destes ábacos, concluiu-se que este tipo de reforço promove ruptura dúctil, portanto com segurança;

Os cabos inteiriços ao longo de toda a viga se mostraram viáveis e eficientes em relação à ductilidade, carga última e flechas em serviço. Os cabos que se sobrepõem ao apoio intermediário reforçaram satisfatoriamente em relação aos momentos fletores positivos e negativos, também apresentando a melhor ductilidade. Os cabos contidos somente dentro do vão promoveram ruptura frágil, pois não havia reforço ao cisalhamento na seção crítica (apoio central).

O uso de cabos de fibra de carbono não conduziu a diferenças significativas em termos de carga última, tensões no reforço e deflexões.

Decheng (2009) estudou a protensão sob os aspectos dos efeitos de segunda e terceira ordem em estruturas de seção tipo caixão em concreto armado e

em vigas simplesmente apoiadas e contínuas, nas quais estudou também a redistribuição dos momentos fletores.

Ele propôs um método direto da geometria dos cabos e de análise do reforço, resultando em equações refinadas, com boa precisão em relação aos ensaios analisados, e as equações simplificadas, que geraram resultados mais conservadores.

Decheng (2009) constatou que quando o reforço começou a ser solicitado após o escoamento da armadura passiva, produziu uma redistribuição plástica nos momentos fletores, os quais influenciaram a deflexão e a formação de fissuras, constatando-se a influência benéfica dos momentos fletores de segunda ordem, principalmente ao se constatar o alívio no apoio central nas vigas contínuas de dois vãos quando submetido a cargas permanentes.

Com o aumento da flecha, notou-se o surgimento de esforços terciários, os quais reduziram as tensões de flexo-compressão, reduzindo a capacidade de carga das vigas e solicitando os apoios.

A aplicação das cargas de forma desigual entre os vãos da viga contínua mostrou agravar o quadro de fissuração. A flecha não teve grandes efeitos sobre o perfil dos cabos quando em serviço.

Salientou também que maiores excentricidades do cabo de protensão conduziram a um melhor desempenho da estrutura em serviço.

A protensão externa também é utilizada em reforço para pontes mistas de aço-concreto. Um estudo desse tipo foi feito por Choi et al. (2010), em que vigas mistas de um e dois vãos foram analisadas e foi proposta uma metodologia de cálculo e uma formulação analítica para a protensão externa com cabos retos ou inclinados em função da carga adicional, com base na teoria dos trabalhos virtuais. Esta formulação foi confirmada por um modelo numérico em software de elementos finitos.

A formulação proposta foi aplicada no reforço de uma ponte na Korea, construída em 1973, com vigas em aço perfil H de dois vãos contínuos de 40 m cada e laje de concreto com 8,4 m de largura, calculada para o trem-tipo DB-18, e sendo reforçada para o trem-tipo DB-24 da Korean Highway Bridge design Specification, resultando em dois cabos com 8,622 cm² distribuídos em 6 cordoalhas.

Por meio de modelagem de vigas em elementos finitos considerando o comportamento não linear do concreto (após o início das fissurações), Vu et al. (2010) estabeleceram um equacionamento para a rigidez e capacidade de carga de vigas com protensão externa, o que foi confirmado com os ensaios experimentais.

O cálculo levou em conta os efeitos de transferência de tensões da armadura passiva para o concreto, e os efeitos da tensão global imposta pela protensão externa na propagação de fissuras.

A modelagem mostrou boa precisão tanto durante os ciclos de carga quanto para cargas últimas e deflexão residual devido à fissuração, na comparação com dados provenientes dos ensaios, cálculos analíticos, modelo de elementos finitos e ensaios retirados da literatura. A situação de análise da estrutura em serviço após a fissuração feita por Vu et al. (2010) se aproxima do que ocorre nas pontes.

He e Liu (2010) estudaram o comportamento da geometria dos cabos de protensão externa em vigas biapoiadas e sua relação com a área de aço, tensões nos cabos e flecha no regime elástico e na ruptura, propondo um equacionamento para estas tensões, os quais se demonstraram satisfatórios em relação aos experimentos.

Em seus resultados, observaram uma relação quase linear entre a flecha no meio do vão e o acréscimo de tensão nos cabos, tanto na parte elástica quanto na parte plástica, considerando os efeitos de segunda ordem, os quais podem ser desprezados caso os blocos desviadores sejam locados simetricamente nos terços do vão. Observaram também que a tensão de ruptura é dependente principalmente da distância entre os cabos e a linha neutra.

Mark et al. (2010) analisaram os efeitos de fadiga ao cisalhamento em pontes antigas de concreto protendido. Os efeitos de fadiga aparecem em função da tensão a que os elementos ficam expostos e do número de ciclos destas tensões, já que as almas das vigas suportam as cargas permanentes e móveis para a qual foram dimensionadas. Desta forma a fadiga acaba sendo percebida apenas ao longo do tempo, após muitos ciclos, portanto, frequente nas pontes antigas.

A introdução de uma protensão suplementar com cabos inclinados introduz componentes verticais no sentido de alívio das tensões cisalhantes e componentes horizontais que podem fechar as fissuras devido ao cisalhamento, sendo um efeito benéfico.

O alívio ao cisalhamento foi proporcional à inclinação dos cabos e foi recomendada a análise para que não haja perigo de ruptura frágil, devido à imposição de esforços imprevistos no projeto.

Os testes de Mark et al. (2010) mostram uma boa correspondência entre a fissuração devido à fadiga e as formulações empíricas ou analíticas. Isto demonstra a importância do cálculo de resistência à fadiga, inclusive nas pontes antigas, já executadas, as quais podem não possuir armaduras suficientes para absorver este efeito, já que as normas antigas não davam a importância devida, sendo a protensão externa uma aliada interessante para este tipo de reforço.

Sala et al. (2010) descreveram a avaliação do viaduto Fiumara di Tito, na rodovia RA005 que liga as cidades de Sicignano degli Alburni e Potenza em Basilicata, Italia. Trata-se de um viaduto de 14 vãos, em duas vigas protendidas de 3,1 m de altura, simplesmente apoiadas com 44,5 m de vão e tabuleiro de 9,5 m de largura, construído em 1970, o qual apresentava um quadro de fissuração e problemas com corrosão inclusive das armaduras de protensão, em certos casos com ruptura de 50 % delas.

Depois da avaliação da protensão residual e da capacidade de carga residual por vários métodos, o viaduto foi reforçado por 4 cabos por viga, compostos de 9 cordoalhas em um total de 12,7 cm² de área de aço. A tensão aplicada nos cabos foi estudada para cada viga dependendo de sua capacidade residual.

Ao final do reforço, a ponte foi submetida a teste de carga que atestou a efetividade do reforço com o comportamento linear elástico da ponte. Todo o procedimento, tanto da avaliação da capacidade residual quanto do reforço e do teste de cargas foi monitorado por strain-gages, células de carga e níveis ópticos a laser para medir as deflexões.

Nguyen et al. (2011) fizeram um estudo experimental e numérico com o software DIANA, sobre a influência dos cabos inclinados da protensão externa no comportamento ao esforço cisalhante e fissuração de vigas T segmentadas de ponte. Concluíram que os cabos inclinados são mais eficientes que os retos, sendo que quanto mais inclinados, maior a carga de fissuração devido ao cisalhamento.

A corrosão é um dos problemas que pode afetar as cordoalhas de protensão de uma viga em concreto protendido, causando diminuição na tensão requerida pelo estado limite de serviço (ANGELIS et al., 2012). Muito mais simples e

menos perigoso do que substituir estas armaduras é adicionar armaduras externas ativas.

Esta foi a solução escolhida para o reforço do viaduto Vallonalto I da Rodovia A16, em Mercogliano, na província de Avellino, Itália, um dos casos descritos por Angelis et al. (2012). Neste caso a protensão externa, com ancoragens e desviadores metálicos, foi usada para reforçar a viga longarina lateral devido à perda de 30 % de sua protensão por conta de corrosão.

Um interessante caso de reforço de edificação por protensão externa é referente à estação de Bullona Ferrovie Nord, tombada pelo patrimônio histórico, construída sobre a via férrea em 1929 em Milão, na Itália, descrita por Beltrami et al. (2012), em que na base da edificação havia uma linha de pilares centrais e duas paredes laterais, configurando uma grelha sobre dois vãos simétricos de 8,8 m conforme a Figura 10.



Figura 10 – Estação de Bullona antes do alargamento (BELTRAMI et al. 2012)

Visando atender à quadruplicação da via férrea, os vãos foram modificados, alargando a estrutura para uma das extremidades e mudando o ponto

de apoio central para o centro da nova estrutura, sendo demolidos os antigos pilares centrais e uma das paredes laterais. A estrutura existente foi reparada quanto às patologias existentes, a laje substituída e foram inseridas vigas transversais protendidas que serviram de desviadores para a protensão externa, sendo estes desviadores locados nos pontos onde havia a linha de pilares (T2) e a parede (T4), que serviam de apoio, os quais foram substituídos por T1 e T3, conforme a Figura 11.

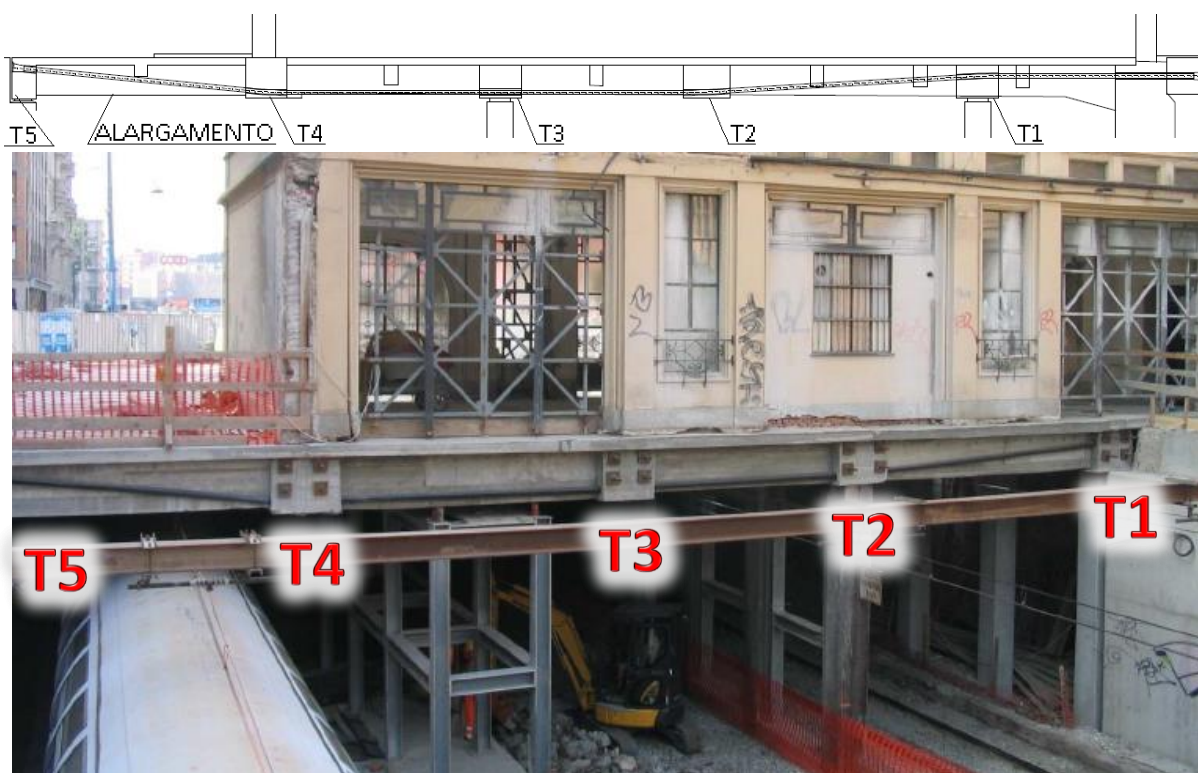


Figura 11 – Reforço da Estação de Bullona (Adaptado de BELTRAMI et al. 2012)

Nota-se neste caso que a obra foi executada na maior parte do tempo sem a interrupção do tráfego da linha férrea, com total controle das deformações e esforços introduzidos no sistema nas mais de 30 fases de construção e contava com pouco gabarito vertical, logo os cabos não puderam ultrapassar o fundo das vigas.

Depois de apresentar um histórico e diversos exemplos sobre protensão e sobre a aplicação de métodos de análise e reparos de diversas pontes antigas em concreto protendido na França, Godart (2012) estabeleceu critérios para a manutenção das mesmas.

Quando existe uma importante corrosão nos cabos de protensão de uma viga em concreto protendido, esta viga necessita reforço. A única solução

encontrada e adotada por Godart (2012) para diversos casos foi a protensão externa reta ou inclinada, sendo que esta última auxiliou também no reforço aos esforços cisalhantes.

A maior dificuldade encontrada para este tipo de reforço foi a instalação dos blocos de ancoragem, pois necessitam ser fixados em uma região segura e com espaço suficiente tanto para sua instalação quanto para as manobras de protensão.

Godart (2012) enfatizou que a protensão é o único sistema que funciona permanentemente com 80% de sua capacidade última. Isto reforça a necessidade de uma boa proteção à corrosão, sendo a falta desta a principal causa dos problemas encontrados nas pontes antigas em concreto protendido.

Ghallab (2013) estudou métodos de cálculo para os cabos de protensão externa no estado limite último para vigas contínuas, utilizando fórmulas válidas para qualquer forma de carregamento e comparando com modelos encontrados na literatura.

Levou em conta fatores importantes, como o tipo da protensão, o fato de ser protensão externa, a existência ou não de armadura passiva, a relação entre a excentricidade e a altura dos cabos até a porção mais comprimida da viga, a relação entre vão e altura da viga, tipo de viga, resistência do concreto, número de desviadores e posição de desviadores.

Para a determinação da tensão nos cabos, seu método foi desenvolvido com base na deflexão da viga, considerando o concreto como uma rótula plástica na seção crítica quando no estado limite último.

Suas fórmulas podem ser usadas tanto para cabos de aço como para cabos de fibra de carbono e funcionam para cabos contidos na altura da viga.

Lou et al. (2013) estudaram vigas contínuas de dois vãos em concreto armado com protensão externa, analisando na fase elástica e na fase plástica as deformações, redistribuição de momentos fletores e momentos fletores de segunda ordem provenientes da protensão, propondo um método de obtenção destes momentos.

Segundo seus estudos, os momentos secundários devido à protensão devem ser considerados no cálculo, uma vez que aumentaram linearmente com a tensão nos cabos. Já a fissuração e o escoamento da armadura passiva aumentaram mais rapidamente com o acréscimo de cargas.

Quando o cabo de protensão se localizava abaixo da linha neutra, produzia esforços de momentos fletores de segunda ordem favoráveis para a viga no apoio central, mas prejudiciais nos vãos. Quando acima da linha neutra, os cabos passaram a produzir o oposto, ou seja, esforços benéficos para os vãos e desfavoráveis para o apoio central.

Vitório (2013) estudou alargamento de três pontes por quatro métodos diferentes, que foram o acréscimo de vigas mistas de aço e concreto, acréscimo de vigas pré-moldadas em concreto, acréscimo de vigas em concreto moldadas no local e protensão externa das vigas existentes. Utilizando-se as normas brasileiras de cálculo, os custos destes métodos de alargamento variaram conforme o vão da ponte, seu esquema estático e os métodos de alargamento utilizados.

Para pontes de um vão simples, o uso da protensão externa foi o mais oneroso para todos os três pequenos vãos analisados (15 m, 18 m, e 24 m), sendo o acréscimo de vigas mistas o mais econômico para os dois menores vãos e vigas pré-moldadas em concreto para a ponte de 24 m de vão.

Em pontes com um vão e dois balanços, dos três vãos analisados (30 m, 35 m e 40 m), a protensão externa foi a mais econômica nos dois maiores vãos e a segunda mais econômica no vão de 30 m, sendo que o uso de vigas pré-moldadas em concreto foi o mais econômico para este caso.

Para pontes contínuas de dois vãos, a protensão externa foi se tornando a solução mais econômica com o aumento do vão, embora não tenha sido a solução mais econômica para nenhum dos três vãos analisados (30 m, 40 m e 50 m).

A protensão externa também pode ser utilizada para a mudança de esquema estático de pontes, por exemplo, ao unir vigas independentes, transformando vigas biapoiadas em vigas contínuas, ou aumentando a sua hiperestaticidade. Um exemplo disso foi apresentado por Sadone et al. (2014) sobre o viaduto em La Ricamarie, França.

Apresentaram um caso em que dois viadutos paralelos de três vigas retas em concreto protendido em tabuleiro curvo, de 7 vãos isostáticos de aproximadamente 36 m cada, necessitou ser reforçado.

O viaduto apresentava problemas com o concreto das lajes, problemas frequentes nas juntas de dilatação, barreiras rígidas pouco eficientes e perda de protensão além da esperada.

A laje superior também precisaria ser reforçada, portanto foi demolida e substituída por um único tabuleiro contínuo para todo o viaduto, por este motivo houve interrupção de tráfego. As vigas foram ligadas por protensão externa com cabos inclinados. Desta forma o viaduto apresentou uma mudança de esquema estático. A hiperestaticidade criada fez com que fossem aliviados os momentos fletores ao meio do vão e surgissem momentos fletores nos apoios internos.

Estes novos esforços foram resistidos pela nova laje e também pela armadura de protensão inserida.

Conforme seu artigo publicado em 2016, Bertrand projetou o reforço, em 2008, da Ponte Sobre o Rio Samambaia, no estado do Paraná, com o uso da protensão externa.

Se tratava de uma obra em duas vigas protendidas, com um vão de 32 m e dois balanços de 9 m, feita para resistir ao trem-tipo de 360 kN da norma NB-6:1960, cuja protensão original havia sido perdida devido à corrosão, ocasionando a ruptura de uma das vigas longarinas, explicitada por uma visível e imensa fratura, mostrada na Figura 12, sem que a obra viesse ao colapso.



Figura 12 – Ruptura visível na viga longarina da Ponte Sobre o Rio Samambaia (BERTRAND, 2016)

Com a adição de 2 cabos com 20 cordoalhas de 5/8" de aço CP 190 RB protendidos, externamente ancorados em cada viga, juntamente com técnicas de remoção de patologias, foi possível restaurar a viga rompida às condições de projeto, fechando a fissura e desconsiderando a armadura de protensão original rompida.

Qi et al. (2016) estudaram o comportamento ao cisalhamento de 9 vigas T de 4 m de comprimento e 50 cm de altura em concreto armado com protensão externa, analisando a excentricidade dos cabos e a influência de seu ângulo de inclinação em relação ao cisalhamento. Foi proposto um método de cálculo baseado no modelo de treliça, considerando os cabos de protensão. Este método proposto mostrou boa correlação com os experimentos e o mesmo foi verificado e comparado com outras normas, como o ACI, AASHTO e FIB.

Em suas vigas, o reforço aumentou os pontos de compressão e introduziu novas regiões de fissuração ao se inclinar os cabos, funcionando como dois apoios adicionais. Esta mudança no padrão de fissuração, provocada pelos cabos inclinados, elevou a resistência ao cisalhamento e a capacidade de carga da viga.

A utilização de cabos retos de protensão (sem inclinação) não modificou os padrões de fissuração, portanto não modificou o caminhamento das forças.

Said et al.(2016) fizeram uma investigação experimental com 4 vigas T de concreto armado de 3 m de vão teórico e 25 cm de altura total, carregadas pelos terços do vão até a ruptura.

A primeira viga foi ensaiada sem reforço, como referência. A segunda apresentava o reforço por protensão externa reta ancorada a chapas metálicas de forma que os cabos ficassem 5 cm acima do fundo da viga, enquanto na terceira os cabos eram fixados rente ao fundo da viga. A quarta possuía cabos inclinados distando no máximo 5 cm abaixo do fundo da viga no único desviador central e ancoragens 5 cm acima do fundo da viga.

Esta protensão externa foi fixada de forma a abranger cerca de 83 % do comprimento da viga.

Com a protensão externa, diminuíram as flechas quando submetidas a cargas de serviço, a capacidade de carga cresceu e a fissuração diminuiu conforme se aumentou a excentricidade das armaduras de protensão. A tensão nos cabos também aumentou com a utilização de cabos mais excêntricos ou cabos inclinados.

Pesquisas são feitas sobre o modo de se tratarem as pontes antigas em relação ao quanto se assumir de sua resistência remanescente. Stucchi et al. (2016) defendem que uma ponte antiga sem anomalias graves é uma prova de que esta obra resiste mais do que suas pares, mais do que se pensava em seu projeto e isso pode ser levado em conta nos coeficientes, pois se ela possui bom desempenho

quando submetida por anos às cargas reais em serviço durante tanto tempo, esta deve ser tratada de forma diferente, podendo ser diminuída a margem de segurança nos coeficientes de segurança parciais, com base na teoria da confiabilidade, permitindo racionalmente uma remodelação menos complexa e mais barata.

Em relação aos tipos de reforços de pontes mais utilizados no Brasil, Vítório (2016) enumerou o acréscimo de vigas moldadas in loco, vigas pré-moldadas com laje moldada in loco, vigas mistas de aço-concreto e protensão externa, sendo que a escolha do tipo é ligada a cada situação, como por exemplo, a resistência da estrutura existente, a capacidade da fundação em absorver o aumento de carga e o custo de cada método para a específica obra.

Ele enfatizou que o Brasil não possui uma norma sobre análise estrutural ou análise de projeto para pontes existentes, necessitando de uma norma que diga claramente como se considerar a resistência destas obras. Outra necessidade brasileira é uma política de conservação das pontes, a qual é levada em conta na maioria das vezes apenas em situações de colapso de alguma obra importante.

2.4. TIPOS DE AÇO

O aço é o material responsável por resistir às tensões de tração nas estruturas de concreto armado nos domínios 1, 2, 3 e 4 e também responsável por parte das tensões de compressão no domínio 5.

É um material dúctil, com 7850 kg/m^3 de massa específica, que após se comportar de maneira elástica linear até certo limite (tensão limite de proporcionalidade (f_p)), possui um patamar de escoamento, no caso das armaduras passivas, em que possui excessiva deformação para pouco ou nenhum acréscimo de tensão (f_y), enquanto que para as armaduras ativas existe uma diferença de comportamento, pois a tensão ainda aumenta até a ruptura. Até o limite de proporcionalidade pode-se utilizar do módulo de elasticidade E_s para o cálculo das tensões ou deformações, por existir uma relação linear.

As armaduras passivas são barras ou fios de aço que resistem aos esforços na medida em que são deformadas pelos esforços solicitantes da peça (não há introdução de tensão inicial) e, conforme Fusco (2013), as barras são obtidas por laminação a quente e os fios por trefilação.

Estas armaduras de dureza natural (antiga classe A), utilizadas para armadura passiva, possuem patamar de escoamento bem definido (FUSCO, 2013), deformando-se com pouca variação de tensão (f_y) e após este estágio continuam a absorver tensões até sua ruptura em tensão superior, f_r e deformação total ϵ_r , conforme a Figura 13.

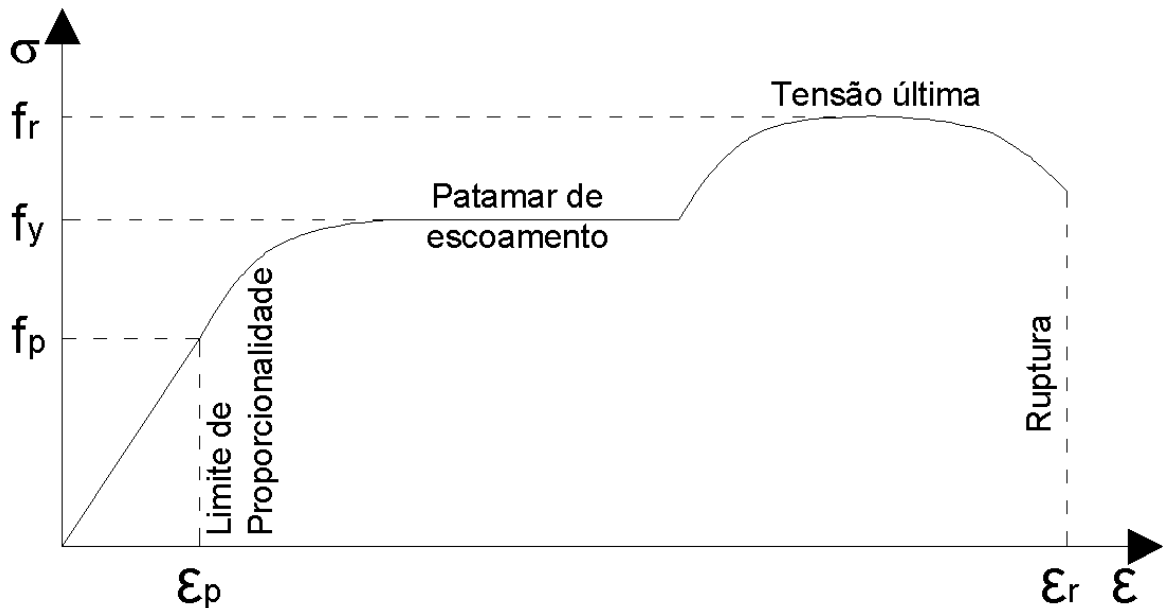


Figura 13 – Diagrama tensão-deformação - ensaio de tração em armadura passiva

Para o cálculo considera-se a tensão de escoamento característica f_{yk} dividida por um fator de minoração de resistência do aço (γ_s), se tornando a tensão de escoamento de cálculo (f_{yd}), desta forma a NBR 6118:2014 propõe o diagrama de tensão-deformação de armadura passiva, apresentado na Figura 14, considerando-se o mesmo comportamento na tração e na compressão.

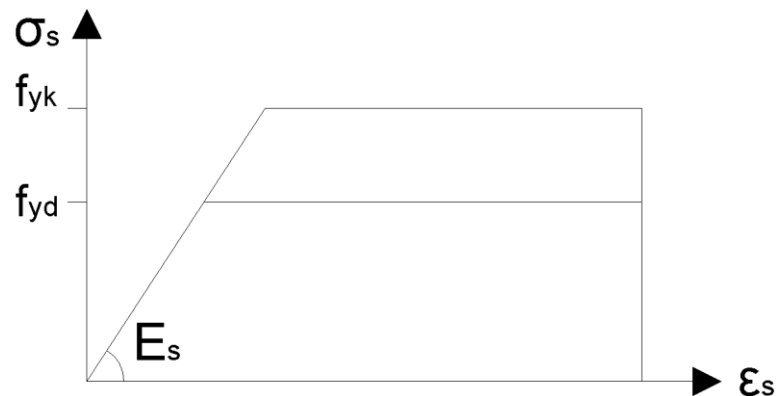


Figura 14 – Diagrama tensão-deformação - aços de armadura passiva para cálculo (Adaptado da NBR 6118:2014)

É almejado que estas armaduras estejam perfeitamente aderidas ao concreto ao seu redor, desta forma, elas podem ser lisas, entalhadas ou dotadas de saliências (nervuras), variando a capacidade aderente de acordo com o parâmetro η_1 da NBR 6118:2014.

Os aços das armaduras passivas estão previstos atualmente na NBR 7480:2008, contendo os aços CA-25, CA-50 e CA-60 para armadura passiva. Vários outros tipos de aço para armaduras ativas e passivas já foram utilizados anteriormente no Brasil, como por exemplo, os aços CA-24, CA-32, CA-40, CA-45, CA-90, CA-125 e CA-140 de diversas marcas, com diversas características, que eram deformados a frio com ou sem algum tratamento térmico, vendidos em barras ou rolos de fios isolados ou cordoalhas e com diâmetros e texturas variadas, que diferiam em sua aderência ao concreto (PETRUCCI, 1982) e demais propriedades mecânicas, físicas e químicas.

A armadura passiva é designada pela nomenclatura CA (concreto armado), seguida de sua tensão de escoamento (real ou convencional em kN/cm²), e posteriormente a designação A ou B, que indica se o aço é de dureza natural ou encruado a frio, respectivamente (PETRUCCI, 1982). Atualmente, para armadura passiva se comercializa apenas armadura de dureza natural e esta última designação (A ou B) caiu em desuso.

É usual a adoção de armadura passiva CA-50 laminada a quente, dotada de nervuras. Os aços CA-60 também são utilizados atualmente, principalmente para malhas de lajes, e estes são deformados a frio (encruados).

Barras de aço CA-25 são utilizadas em alguns casos, como por exemplo, em barras de transferência lisas em pisos e nas armaduras dobráveis das pontes, em que as vigas longarinas pré-moldadas são confeccionadas contendo as armaduras de espera das vigas transversinas, estas moldadas in loco. Para maior facilidade de transporte, estas armaduras são dobradas, retomando sua forma perpendicular às vigas longarinas apenas quando em posição final. Também é indicado o uso da armadura CA-25 em articulações tipo Mesnager (BRAGA, 1986), utilizadas em pontes no apoio das lajes de aproximação sobre as cortinas.

As armaduras ativas são barras, fios, cordões ou cordoalhas de aço em que são introduzidas tensões de tração antes de sua utilização, por meio de alongamentos iniciais que podem ser efetuados por pistões hidráulicos, por exemplo.

Segundo Carvalho (2012), as barras são fornecidas retas, os fios em rolo, o que facilita a entrega de comprimentos maiores que 12 m. Cordões são 2 ou 3 fios enrolados em hélice com eixo longitudinal comum, e por fim as cordoalhas são grupos de 6 ou mais fios enrolados em torno de um fio longitudinal, como o exemplificado pela Figura 15.



Figura 15 – Cordoalha de armadura ativa

É comum que o aço, com o tempo, se deforme com a tensão aplicada, havendo perda de parte dessa tensão inicialmente imposta. Por este motivo, os aços para armadura ativa devem possuir resistência à tração superior aos aços comuns e propriedades que garantam a baixa relaxação. Isto é conseguido devido a tratamentos térmicos associados a mecânicos, que faz com que possuam comportamento parecido com os aços encruados a frio (QUEIROZ, 2005), caracterizados por apresentar comportamento não linear a partir do limite de proporcionalidade f_p , conforme a Figura 16. Para efeito de cálculo do concreto protendido, após o limite de escoamento convencional (f_{pyk}) o comportamento não linear é aproximado por outra relação linear de tensão-deformação, com mais deformação para o mesmo aumento de tensão em relação ao comportamento anterior, assumindo-se o comportamento descrito pela Figura 17, retirado da NBR 6118:2014.

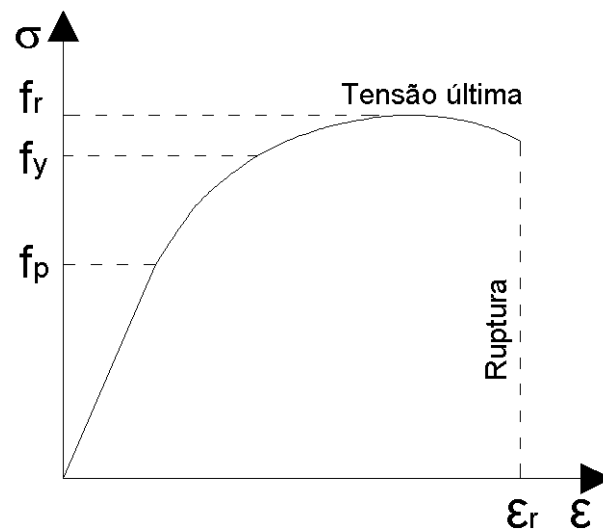


Figura 16 – Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa

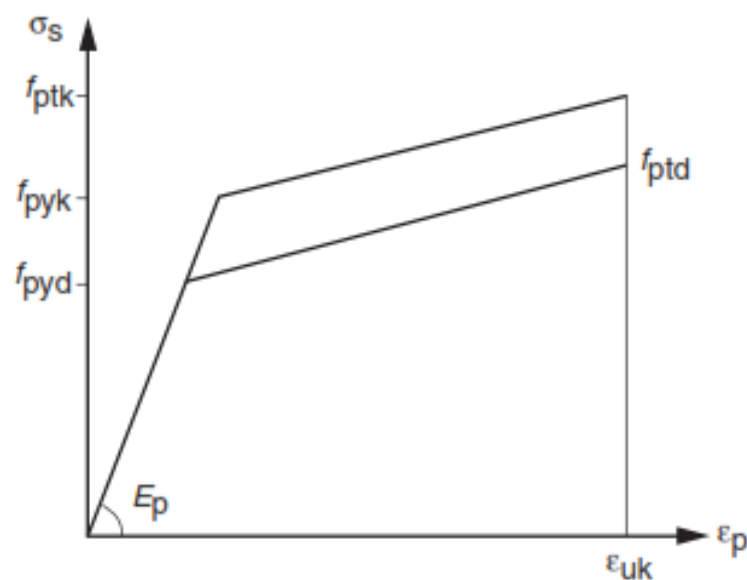


Figura 17 – Diagrama tensão-deformação de aços de armadura ativa para cálculo (NBR 6118:2014)

Estes aços para concreto protendido são classificados pela sigla CP (concreto protendido), pela sua tensão característica de ruptura f_{ptk} (em kN/cm²) e pela relaxação, podendo ser relaxação normal RN ou relaxação baixa RB.

Por possuírem permanente tensão de tração e também por serem parcialmente encruados (processo mecânico) antes do tratamento térmico, os efeitos da corrosão são mais intensos e perigosos que no caso de armadura passiva laminada a quente, portanto, para sua maior durabilidade, também devem possuir maior resistência à corrosão e à variação de tensões, a qual pode causar ruptura por fadiga.

As armaduras de protensão podem ou não possuir aderência ao concreto. Será estudado o caso de armadura não aderente, em que as cordoalhas são cobertas por graxa e revestidas com polietileno de alta densidade (PEAD).

Para o aumento da protensão total, várias destas cordoalhas podem ser associadas dentro de um duto-bainha em que é injetado epóxi ou nata de cimento entre elas, conforme o esquematizado na Figura 18.

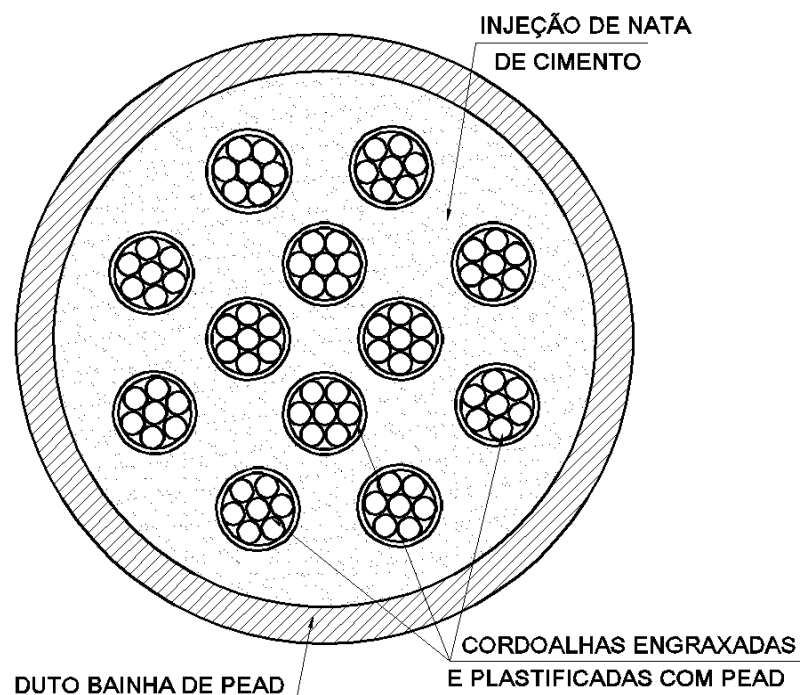


Figura 18 – Seção típica de cabos utilizados em reforço por protensão externa

Este sistema, muito utilizado em reforços por protensão externa, possui várias vantagens, como proteção contra os raios ultravioleta, em virtude do PEAD, contra a corrosão, em virtude da graxa, possibilidade de substituição dos cabos internos, maior controle e regulação da protensão (TAN e TJANDRA, 2007), dependendo da ancoragem utilizada, ainda pode-se regular a tensão no cabo ao longo da vida útil da estrutura. A Figura 19 mostra um tipo de ancoragem para este tipo de cabo.



Figura 19 – Ancoragem tipo “MTAIE” para cabos de protensão externa (Catálogo de produtos PROTENDE, 2008)

2.5. HISTÓRICO – EVOLUÇÕES NORMATIVAS

Para analisar os reforços estruturais das obras de arte especiais existentes no Brasil, foi estudada a evolução dos trens-tipo de cálculo das normas brasileiras e feito um resumo das principais características das cargas de cálculo de pontes rodoviárias desde a primeira norma brasileira que versava sobre o assunto.

2.5.1. Criação da ABNT

A espelho do que ocorria nos Estados Unidos, o governo de Getúlio Vargas viu a necessidade de padronização dos materiais utilizados pela administração pública e decretou a criação de uma comissão para padronização (ABNT, 2011). Na área de materiais de construção civil, utilizaram-se dos laboratórios de ensino existentes no Brasil, em especial o Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade Politécnica de São Paulo, transformado pelo governo do estado em Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), em 1934. No Rio de Janeiro surge, em 1936, uma organização privada para o estudo do cimento e suas aplicações, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), no Rio de Janeiro (ABNT, 2011).

Em 1937, a iniciativa de se reunir os laboratórios de ensaio de materiais de construção culminou na criação de um comitê nacional de normalização, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), fundada em 1940 na terceira reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaio de Materiais no Rio de Janeiro (ABNT, 2011).

2.5.2. Normas de pontes e suas principais características

A ABNT publicou a primeira norma de pontes em concreto armado em 1943, com a nomenclatura “NB-2 – Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado”. Esta norma, além de diversas disposições construtivas para vários elementos, especificava as considerações necessárias para o cálculo de pontes rodoviárias e ferroviárias, estabelecendo valores mínimos para cálculo de diversos elementos da ponte, como por exemplo, os esforços verticais, laterais, esforços longitudinais e também propunha o coeficiente de impacto vertical, que seria o acréscimo aplicado às cargas móveis dos veículos (não aplicado às ações de pedestres) para se levar em conta suas ações dinâmicas verticais, cujas cargas seriam previstas em normas específicas.

As cargas móveis rodoviárias também são tratadas pelo termo “trem-tipo”, que seria um veículo padrão circundado por carga uniforme, para o cálculo de cada tipo de ponte, que será especificado adiante.

Para o cálculo das vigas retas principais (longarinas), o coeficiente de impacto vertical seria inversamente proporcional ao comprimento do vão, podendo majorar em até 30 % as cargas móveis das pontes com até 20 m de vão (coeficiente de majoração $\varphi = 1,3$), chegando, linearmente, a 0 % de majoração em pontes com 70 m ou mais de vão ($\varphi = 1,0$). As cargas móveis para o cálculo dos elementos constituintes do tabuleiro seriam majoradas de 30 % ($\varphi = 1,3$).

Sob nome de “Cálculo e execução de pontes em concreto armado”, a NB-2 apresentou uma importante atualização em 1961, em que o coeficiente de impacto para as estruturas rodoviárias passou a ser calculado conforme a expressão a seguir:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times l \geq 1,00 \quad (\text{Eq. 1})$$

Sendo,

φ : coeficiente de impacto vertical

l : vão total, em metros, para estruturas com dois apoios, ou vão teórico de cada tramo de estruturas contínuas, ou ainda, caso o menor vão seja ao menos 70% do maior, a média aritmética entre todos os vãos teóricos.

Em 1987 a NB-2 sofreu outra importante modificação, sob nomenclatura de “NBR 7187 – Projeto e execução de pontes em concreto armado e protendido”, passa a propor o modelo semi-probabilístico de análise, propondo novos coeficientes de ponderação das cargas e resistências dos materiais, além de mais procedimentos executivos, por exemplo, do concreto protendido. Esta norma manteve o cálculo do coeficiente de impacto, considerando também o vão l igual a duas vezes o comprimento do balanço para estruturas em balanço.

Sem contar com os procedimentos executivos, tratados na introdução em versões anteriores, a partir de 2003 a NBR 7187 ficou muito mais enxuta, sob a nomenclatura de “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento” passou a tratar muito mais sobre considerações de cálculo. O cálculo do coeficiente de impacto foi mantido da mesma forma que o descrito pela imediata antecessora, NBR 7187:1987. Atualmente a NBR 7187:2003 encontra-se em revisão.

Em relação aos valores das cargas móveis de pontes rodoviárias, a primeira norma que versou sobre isso foi a NB-6:1943, intitulada “Carga Móvel em Pontes Rodoviárias”. As pontes rodoviárias eram divididas em três classes de importância, dependendo do tipo de veículos que trafegaria sobre elas, sendo a Classe I referente a malhas federais ou de ligação destas, onde se previa a passagem dos veículos mais pesados; a Classe II para estradas secundárias, porém com previsão de passagem de veículos pesados; e, por último, a Classe III, referente a vias secundárias, não incluídas na Classe II.

Segundo a NB-6:1943, para o cálculo de pontes de cada uma destas classes, era recomendado um trem-tipo diferente, sendo cada um deles composto por uma combinação de dois veículos, um deles o compressor e outro o caminhão cercados por multidão, na qual os veículos menores seriam representados por peso uniformemente distribuído pela área do tabuleiro externa a estes veículos. O conjunto deveria ser locado na direção do tráfego na posição mais desfavorável para o elemento calculado conforme a Figura 20.

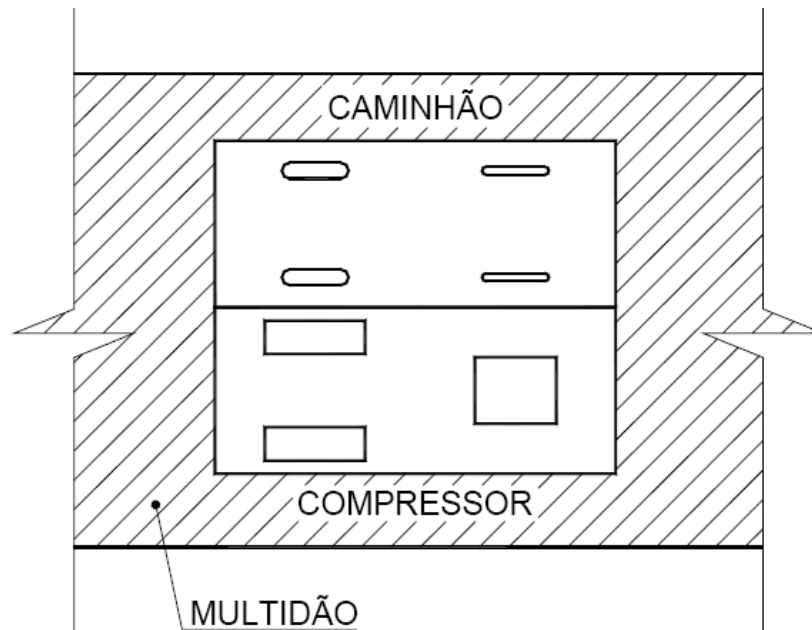


Figura 20 –Esquema para a formação do trem-tipo do Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias (2004)

Havia três tipos de compressores e dois tipos de caminhões a serem usados dependendo da classe da ponte. O desenho dos compressores e caminhões encontra-se na Figura 21 e suas características nas tabelas 1 e 2 respectivamente:

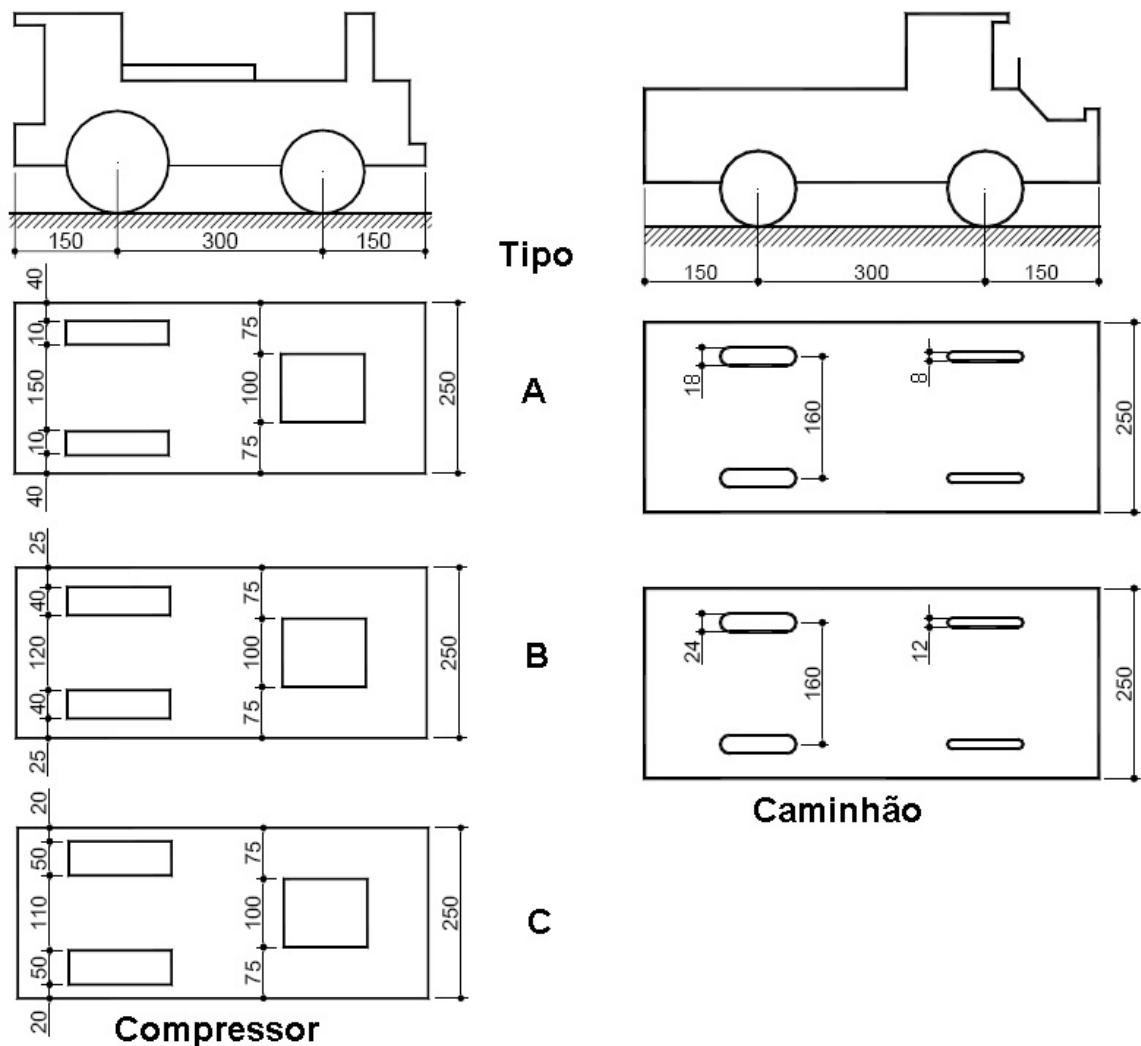


Figura 21 – Tipos de compressores e caminhões – Adaptado da NB-6:1943 (medidas em cm)

Tabela 1 – Características dos compressores - Adaptado da NB-6:1943

	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Unidade
Peso total	7	16	24	t
Peso da roda dianteira	5	7	10	t
Peso de cada roda traseira	1	4,5	7	t
Largura da roda dianteira	1	1	1	m
Largura de cada roda traseira	10	40	50	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	3	3	m
Distância entre os meios das rodas traseiras	160	160	160	cm

Tabela 2 – Características dos caminhões - Adaptado da NB-6:1943

	Tipo A	Tipo B	Unidade
Peso total	6	9	t
Peso de cada roda dianteira	750	1500	kg
Peso de cada roda traseira	2250	3000	kg
Largura de cada roda dianteira	8	12	cm
Largura de cada roda traseira	18	24	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	3	m
Distância entre os meios das rodas dianteiras ou traseiras	160	160	cm

A multidão, carga uniforme distribuída correspondente a pedestres e veículos de pequeno porte, era calculada em função do vão e distribuída sobre os passeios e sobre a parte do tabuleiro não ocupada pelo veículo tipo.

Para cada classe de ponte era recomendada a verificação para uma ou mais associações de um compressor, caminhões quantas fossem as faixas de tráfego menos uma (ocupada pelo compressor) e multidão.

Para as pontes mais solicitadas, pertencentes à Classe I, era indicada uma multidão de 450 kg/m², associada ao compressor tipo B e caminhões tipo B em cada faixa de tráfego (excluso a ocupada pelo compressor). Além disso, era indicada a verificação isolada do compressor mais pesado, o tipo C, de 24 toneladas, colocado sempre na direção do tráfego, na posição mais desfavorável para o elemento calculado.

Em 1950 esta norma foi alterada e passou a vigorar a NB-6:1950. As alterações se consistiram na criação do caminhão tipo C e no aumento de cargas para o cálculo de cada classe de ponte.

Para as pontes da Classe I, a multidão indicada passou para 500 kg/m², combinada a um compressor tipo C e um caminhão tipo C para cada faixa de tráfego livre. O desenho do caminhão tipo C e suas características encontram-se na Figura 22 e Tabela 3 a seguir:

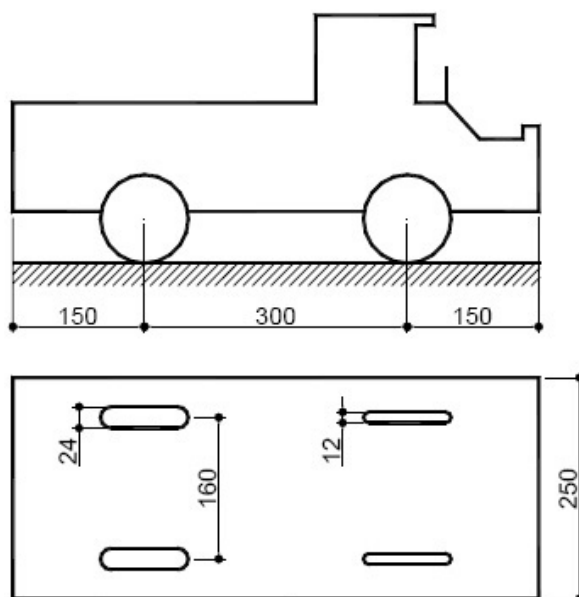


Figura 22 – Caminhões tipo C – Adaptado da NB-6:1950 (medidas em cm)

Tabela 3 – Características do caminhão tipo C - Adaptado da NB-6:1950

	Tipo C	Unidade
Peso total	12	t
Peso de cada roda dianteira	2000	kg
Peso de cada roda traseira	4000	kg
Largura de cada roda dianteira	12	cm
Largura de cada roda traseira	24	cm
Distância entre os eixos dianteiro e traseiro	3	m
Distância entre os meios das rodas dianteiras ou traseiras	160	cm

As características dos demais caminhões e compressores mantiveram-se as mesmas.

Em 1960 houve uma importante atualização desta norma, em que inseriram-se novos trens-tipo, dentre eles o de Classe 36. Nesta norma as pontes também eram classificadas em três grupos, Classes 36, 24 e 12 (números correspondentes ao peso dos veículos padrão em toneladas), para rodovias de características das Classes I, II e III, respectivamente.

Na norma NB-6:1960 os trens-tipo, especificados para cada classe de ponte, eram compostos de apenas um veículo padrão cercado de carga uniformemente distribuída (multidão) “ p ” locada longitudinalmente na rota de passagem deste veículo e “ p' ” nas porções que não serão ocupadas pelo mesmo, conforme a Figura 23, incluindo-se os passeios (sendo excluídas as barreiras rígidas).

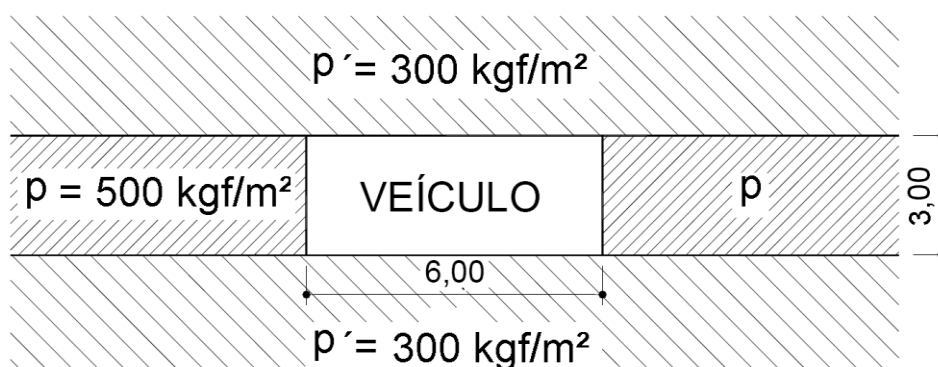


Figura 23 – Posição da multidão e veículo tipo - Adaptado da NB-6:1960 (medidas em m)

As cargas dos veículos e multidão encontram-se na Tabela 4 e as características dos veículos na Figura 24 e Tabela 5 a seguir.

Tabela 4 – Cargas para os trens-tipo - Adaptado da NB-6:1960

CLASSE DA PONTE	VEÍCULO		CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA			CLASSE DA RODOVIA
	Tipo	Peso Total (t)	P (kg/m²)	p' (kg/m²)	Disposição da carga	
36	36	36	500	300	- Carga p à frente e atrás do veículo. - Carga p' no restante da pista e passeios.	Classe I
24	24	24	400	300		Classe II
12	12	12	300	300		Classe III

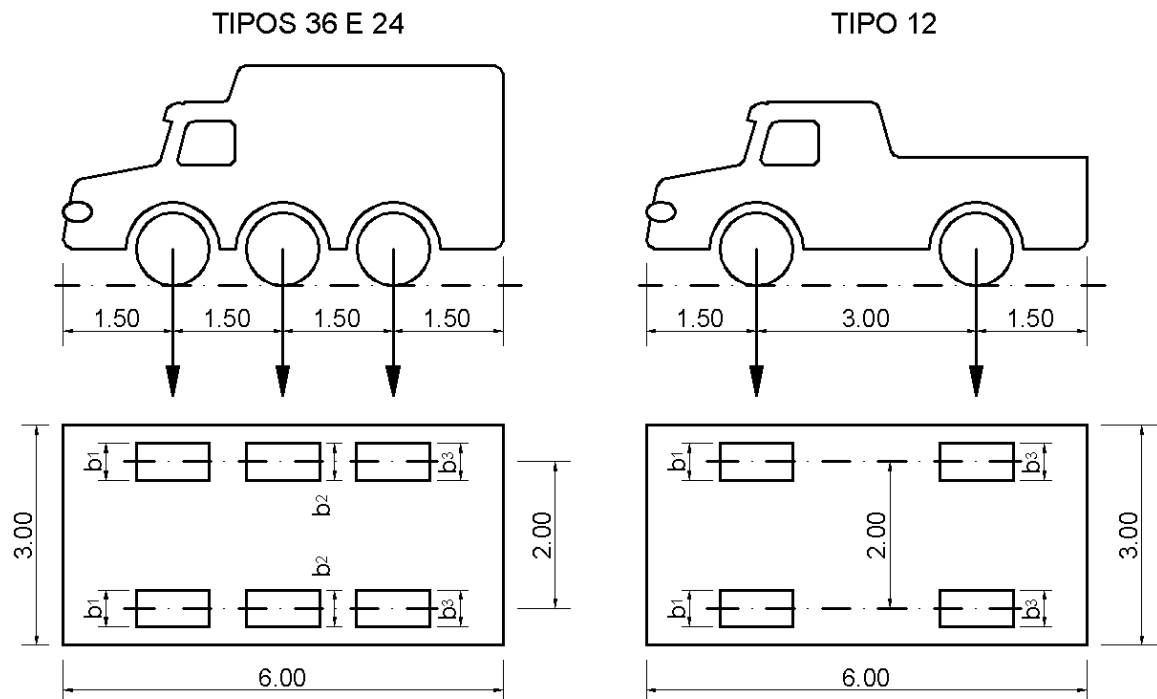


Figura 24 – Trens-tipo - Adaptada da NB-6:1960 (medidas em m)

Tabela 5 – Características dos trens-tipo – Adaptada da NB-6:1960

	Unidade	TIPO 36	TIPO 24	TIPO 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	t	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	t	6	4	2
Peso de cada roda traseira	t	6	4	4
Peso de cada roda intermediária	t	6	4	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,45	0,35	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,45	0,35	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,45	0,35	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Em 1982, a NB-6 também foi registrada como NBR 7188 sob nomenclatura de “Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres”, e atualizações importantes foram feitas, como a introdução do trem-tipo classe 45.

As pontes continuavam sendo classificadas em 3 grupos, Classes 45, 30 e 12 (correspondente ao peso dos veículos, em toneladas) e as multidões seriam dispostas em todo o tabuleiro com carga constante, excuso a área ocupada pelo veículo padrão, com carga modificada nos passeios.

Na Tabela 6 encontram-se as cargas dos veículos esquematizados na Figura 25 e suas características na Tabela 7 a seguir.

Tabela 6 – Cargas para os trens-tipo - Adaptado da NB-6:1982 (NBR 7188)

Classe da Ponte	Veículo			Carga Uniformemente Distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso Total		p		p'		
		kN	t _f	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

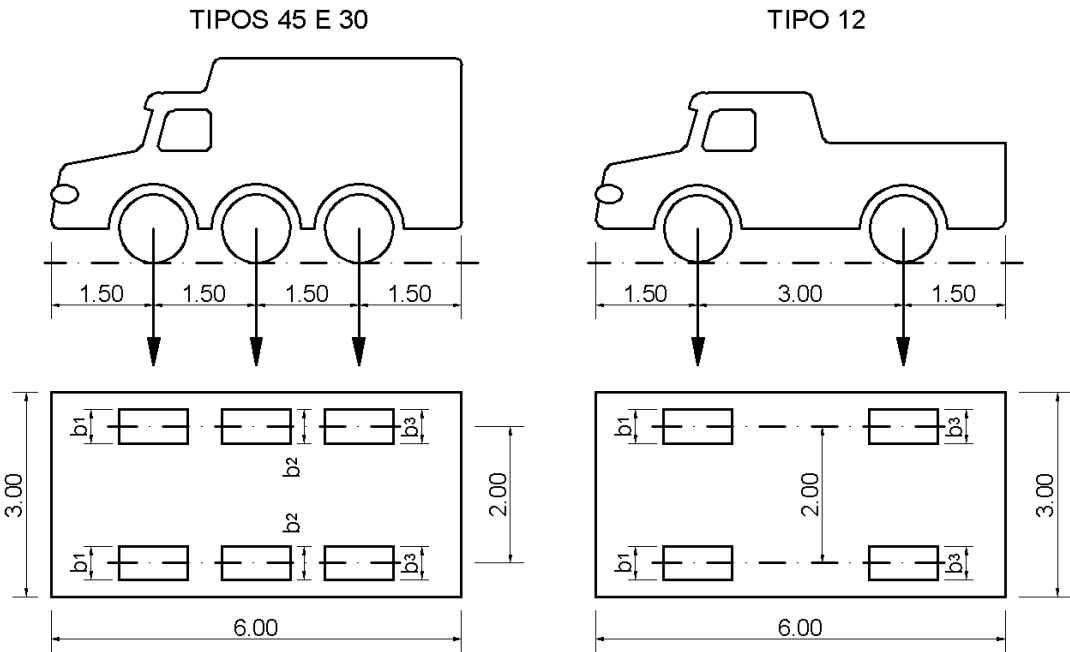


Figura 25 – Trens-tipo – Adaptado da NB-6:1982 (medidas em m)

Tabela 7 – Características dos trens-tipo - Adaptado da NB-6:1982

	Unid.	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	kN - t_f	450 – 45	300 - 30	120 – 12
Peso de cada roda dianteira	kN - t_f	75 – 7,5	50 - 5	20 – 2
Peso de cada roda traseira	kN - t_f	75 – 7,5	50 - 5	40 – 4
Peso de cada roda intermediária	kN - t_f	75 – 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Em abril de 1984 a mesma norma foi substituída sem modificações significativas, exceto seu número de registro, ou seja, a NB-6 passa a ser apenas NBR 7188.

A partir de novembro de 2013 esta norma sofreu grandes alterações, atualmente sob nomenclatura de “Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”, também trata de outras estruturas como garagens (dimensionadas com veículo padrão próprio especificado) e engloba cargas horizontais (colisão) de verificação para dimensionamento de alguns elementos das pontes, como pilares, meio-fio, guarda-corpos e dispositivos de contenção.

Esta norma não classifica mais as pontes em três classes em relação aos trens-tipo, ela mantém o mesmo trem-tipo 45, denominado Carga Móvel Padrão TB-450 (450 kN de peso total), com 6 rodas de peso $P = 75$ kN cada e circundado por carga distribuída $p = 5$ kN/m² e 3 kN/m² nos passeios, conforme a Figura 26, semelhante à norma anterior, porém, para todos os casos de pontes, exceto em

pontes situadas em estradas vicinais municipais de apenas uma faixa ou obras particulares, em que pode ser dimensionada para o veículo padrão tipo TB-240, com 6 rodas $P = 40 \text{ kN}$ cada e mesma geometria da Figura 26, circundado por carga uniforme $p = 4 \text{ kN/m}^2$.

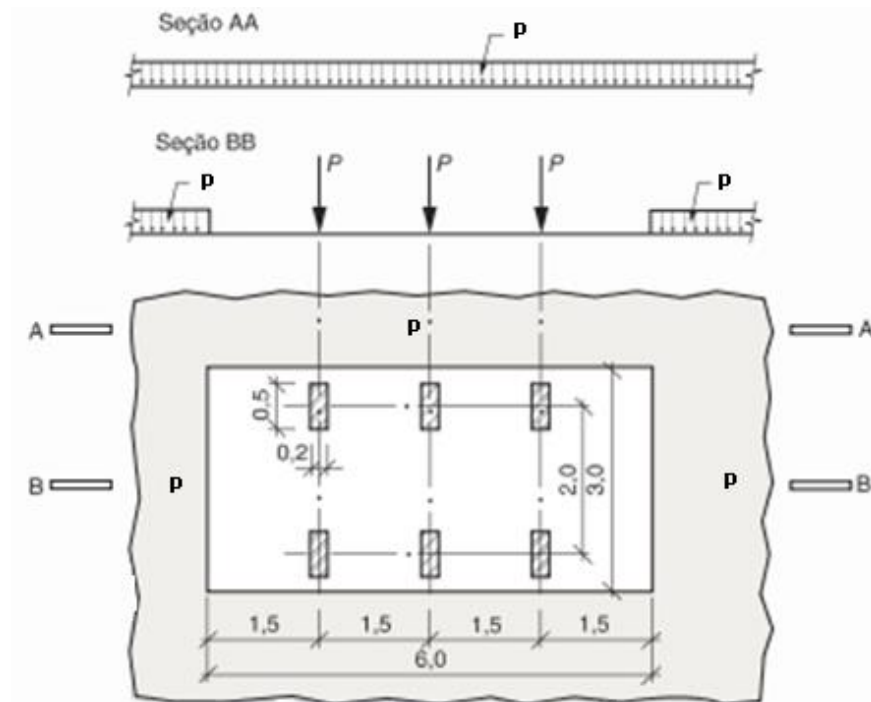


Figura 26 – Trens-tipo da NBR 7188:2013

Passou também a versar sobre os efeitos de frenagem e aceleração e estabeleceu um novo cálculo para o coeficiente de impacto vertical, antes tratado apenas nas normas NBR 7187, (ou antiga NB-2) sem substituir esta norma. Desta forma, atualmente tem-se duas normas versando sobre coeficiente de impacto vertical, sendo que a nova NBR 7188:2013 fixa o valor de 1,35 para vão menor que 10 m ou, entre 10 e 200 m propõe o cálculo da seguinte forma:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde,

CIV: coeficiente de impacto vertical;

Liv: vão teórico isostático, em metros, ou média dos vãos teóricos contínuos, ou ainda o comprimento do balanço para estruturas em balanço.

Esta fórmula para cálculo de coeficiente de impacto presente na atual NBR 7188:2013 difere da fórmula apresentada pela NBR 7187:2003, semelhante à NB-2 de 1961 apresentado anteriormente, porém, ambas as normas estão em vigor. Dada a cronologia, é coerente se utilizar a fórmula da norma mais atual, da NBR 7188:2013, que apresenta uma tabela que além de mostrar coeficientes (CNF) em função do número de faixas de tráfego (n) e vão (L_{iv} , em metros), também compara os resultados de coeficientes de impacto verticais (CIV) em função do mesmo vão (L_{iv} , em metros), calculado por ambas as fórmulas, como o apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 – Simulação CIV e CNF - Adaptado da NBR 7188:2013

	Liv	5	8	10	20	30	40	50	60	80	100	120	140	160	180	200
	ABNT NBR 7188	1,37	1,34	1,33	1,26	1,19	1,12	1,05	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	CIV	1,35	1,35	1,35	1,30	1,27	1,24	1,21	1,19	1,16	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08
n	CIV/ABNT NBR	0,99	1,00	1,02	1,03	1,06	1,10	1,15	1,19	1,16	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08
1	CIV*CNF	1,42	1,42	1,42	1,37	1,33	1,30	1,27	1,25	1,22	1,20	1,18	1,17	1,16	1,15	1,14
2	CIV*CNF	1,35	1,35	1,35	1,30	1,27	1,24	1,21	1,19	1,16	1,14	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08
3	CIV*CNF	1,28	1,28	1,29	1,24	1,20	1,17	1,15	1,13	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03
4	CIV*CNF	1,22	1,22	1,22	1,17	1,14	1,11	1,09	1,07	1,05	1,03	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98

Em que a linha “ABNT NBR 7188” corresponde ao coeficiente de impacto calculado pela NBR 7187:2003, a linha “CIV” pela NBR 7188:2013 e a linha “CIV/ABNT NBR” corresponde a uma relação entre ambos.

Nas normas anteriores, além dos veículos nelas especificados, sempre se deixou facultado às concessionárias a adoção de veículos padrão diferentes para o cálculo de suas pontes, desta forma, algumas pontes foram verificadas também com trens-tipo diferentes ou associações diferentes dos trens-tipo normatizados, além do cálculo exigido em norma.

Em determinadas ocasiões, são feitos transportes de cargas fora de padrão, com dimensões e/ou cargas muito superiores às usualmente empregadas. Estas são denominadas cargas especiais, que podem trafegar pelas pontes desde que sejam respeitados certos critérios agora especificados claramente na NBR 7188:2013. Embora não obrigue, esta norma até mesmo sugere ao órgão com jurisdição sobre a rodovia, a verificação das obras pelo veículo especial mostrado na Figura 27.

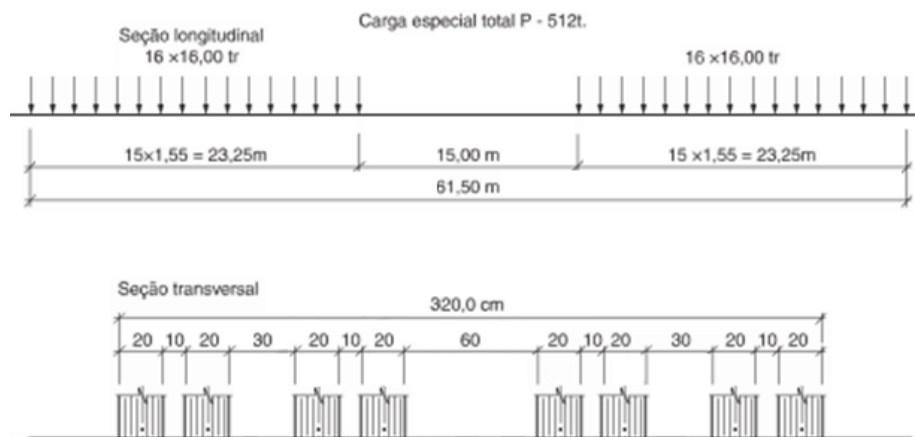


Figura 27 – Veículo especial da NBR 7188:2013

Os veículos especiais devem trafegar isoladamente sobre a ponte (sem trânsito de demais veículos), com velocidade constante inferior a 5 km/h e apenas quando não há predominância de ventos fortes (acima de 20 m/s). Por ser uma carga conhecida e altamente controlada, inclusive na sua passagem pela obra, com velocidade muito reduzida, pode-se desprezar o coeficiente de impacto vertical para o cálculo com esta carga.

Para a passagem destes veículos especiais, como o exemplificado na Figura 28, é necessário que se faça uma avaliação estrutural comparativa entre os esforços de projeto da ponte em questão e os esforços a serem gerados em seus elementos pela passagem de tais veículos.



Figura 28 – Exemplo de veículo especial do grupo Superpesa.

Caso não seja possível acessar os memoriais de cálculo das obras em questão, pode-se recalculá-las de acordo com as normas vigentes na época de seu projeto e por fim se chegar aos valores das solicitações de projeto. Com estes resultados é possível julgar a viabilidade de transporte de cargas especiais, que gera uma autorização especial de tráfego emitida por engenheiro competente (AET) acompanhada de um laudo, a critério da concessionária da rodovia.

CAPÍTULO 3. METODOLOGIA

Com o objetivo de descrever a análise feita nos próximos capítulos e orientar o cálculo deste tipo de reforço, este capítulo se constitui de uma sequência para a análise de uma estrutura existente e para o cálculo do seu reforço por protensão externa em cordoalhas engraxadas e plastificadas.

3.1. ANÁLISES INICIAIS

Antes de iniciar qualquer procedimento, deve-se fazer uma pesquisa de todo o registro gráfico existente sobre a obra. Nesta etapa são localizados projetos estruturais, traçado viário, possivelmente o memorial de cálculo da mesma e determinada a época de construção da ponte.

Deve ser feita uma análise crítica no projeto, recalculando a ponte, conferindo o memorial e confirmando as armaduras adotadas nas plantas, utilizando-se para isso as normas vigentes na época de construção, conforme o histórico apresentado no item 2.5.

Com o projeto devidamente analisado, deve-se proceder com a inspeção especial da ponte, ou seja, uma análise física da obra, em que sua forma geométrica é desenhada e deve ser confrontada com o projeto original. Nesta etapa também é determinado o quadro patológico da estrutura, são catalogadas as anomalias, efetuados ensaios de resistência do concreto, verificada a proteção das armaduras à corrosão e indicado um prazo para uma possível intervenção. É indicada a confirmação das armaduras principais previamente recalculadas dos principais elementos constituintes da ponte, como vigas longarinas e pilares.

É frequente a não realização de ensaios para a determinação da armadura existente nos elementos, o que pode implicar em imprecisões e incertezas quanto às considerações iniciais de cálculo.

Conservar os projetos das obras nunca foi uma prática frequente no Brasil, a maioria das vezes o projeto original não é encontrado, restando como única

alternativa se utilizar dos dados da inspeção especial como ponto de partida para as análises posteriores.

O objetivo do trabalho pode ser apenas sanar problemas ligados a projeto, recuperação estrutural da capacidade portante devido à sua diminuição por anomalias, atualização de trem-tipo, dada a mudança de normas e dos veículos de tráfego ao longo dos anos, aumento da capacidade de certos elementos, como das vigas longarinas, para suportarem uma mudança de uso ou aumento das dimensões da obra, ou uma combinação destes motivos, dentre outros.

Neste trabalho o reforço estrutural será utilizado para suportar uma ampliação da obra e fazer com que ela resista ao trem-tipo de projeto da norma vigente atualmente, a qual conta com cargas maiores do que na norma vigente na época de seu projeto.

Assim sendo, deve ser feita a determinação da nova geometria da obra, calculadas as cargas permanentes e móveis atuais englobando possíveis ampliações, mudança de trem-tipo e deficiências de projeto.

3.2. REPARO E RECUPERAÇÃO

Antes de proceder com o reforço estrutural da obra, ou seja, acréscimo de capacidade de carga aos elementos, deve ser avaliada a necessidade disso. Ao se determinar que a estrutura necessita suportar mais esforços do que ela foi projetada, deve-se proceder primeiramente com a recuperação da obra para que a mesma não venha desenvolver patologias após ser reforçada, portanto deve-se proceder com a eliminação das anomalias, tais como fissuras, sejam elas provenientes de problemas estruturais ou não; concreto disgregado, correspondente a partes desgastadas do concreto devido a impactos, corrosão de armaduras, dentre outros motivos; armaduras expostas e oxidadas; concreto segregado, que seria a separação dos agregados que pode ocorrer durante a concretagem, dentre outras anomalias.

Sanados os problemas com anomalias de origem patológica, deve-se proceder com o reforço estrutural previamente calculado.

Caso não se constate a necessidade de acréscimo de resistência a esforços nos elementos da ponte, pode ser feita apenas a recuperação, deixando a obra sadia nas mesmas condições para que foi projetada.

3.3. REFORÇO ESTRUTURAL – ROTEIRO DE CÁLCULO

Com base nas normas atualmente vigentes devem ser determinadas as cargas de cálculo e aplicadas na geometria final da obra. Estas cargas geram esforços, os quais devem ser combinados para cada caso de dimensionamento, determinando-se assim, o momento fletor solicitante de cálculo M_{sd} e a força cortante solicitante de cálculo V_{sd} , combinados e multiplicados por coeficientes de ponderação dos esforços presentes na NBR 8681/2003. Estes esforços gerados por estas forças devem ser resistidos pela estrutura existente e pelo reforço.

Nesta etapa já se conhece a resistência à compressão do concreto (f_{ck}) existente e a área de aço existente (A_s) a ser considerada nos cálculos, bem como a sua localização em relação à seção transversal, importante na determinação da força por ela resistida por conta do braço de alavanca.

Determina-se a seção resistente, ou seja, a forma da seção transversal da viga contando com a largura colaborante da laje quando for o caso de compressão na parte superior da viga.

O cálculo do reforço por protensão externa para combate aos momentos fletores consiste em adotar uma área de aço de protensão e verificar o momento resistente de cálculo, comparando-o com o momento fletor solicitante.

Para se obter a posição vertical da armadura de protensão, deve-se determinar o traçado longitudinal dos cabos de modo a respeitar os raios mínimos de curvatura especificados pela literatura ou pelo fabricante da cordoalha a ser utilizada. Neste trabalho se almeja o reforço à flexão, portanto, a excentricidade em relação ao c.g. da peça deve ser máxima, pois quanto maior a excentricidade, menor a força exigida para os cabos de protensão (CHOLFE e BONILHA, 2015), ou seja, ao meio do vão os cabos devem ser dispostos o mais baixo possível, desde que não incorra em problemas para o obstáculo que a ponte transpõe, como gabarito vertical ferroviário, hidroviário ou rodoviário, ou ainda perigo de incêndio ou atos de vandalismo.

O posicionamento das ancoragens e dos desviadores dos cabos de protensão será estudado posteriormente no CAPÍTULO 6.

Deve-se escolher um aço comercial para concreto protendido, por exemplo, o CP 190 RB.

Esta armadura será solicitada em sua máxima tensão σ_{pi} pelo aparelho de protensão. Para armadura de baixa relaxação, constituídas de cordoalhas engraxadas pós-tracionadas, esta tensão é limitada a 80% da resistência à tração (f_{ptk}) ou 88% da tensão de escoamento convencional (f_{pyk}), de acordo com o disposto no item 9.6.2.1 da NBR 7188:2014.

Também é necessário se escolher o nível da protensão que será imposta, de acordo com as exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e proteção das armaduras, que são classificadas em função da classe de agressividade ambiental. Este nível de protensão é indicado pela tabela 13.4 da NBR 6118:2014, em que são explicitadas estas exigências. Para casos de pós-tração na classe de agressividade II, com protensão parcial (nível 1), abordado neste trabalho, a fissuração é permitida até 0,2 mm, a ser verificada em estado limite de serviço para (ELS-W) a combinação frequente.

Com a geometria definida, inclusive com a locação da armadura existente e de protensão, também com a quantidade de armadura existente, anteriormente estimada e confirmada, segue-se com a primeira estimativa da área de aço de protensão, que será feita neste trabalho para o estado limite último (ELU).

Para tanto, deve-se definir uma distância média entre a fibra mais comprimida do concreto e o c.g. das armaduras ativa e passiva ($d_{méd}$).

Com o intuito de se determinar a posição da linha neutra, por equilíbrio da seção, tem-se que:

$$M_{sd} = R_{cc} \times Z_c \quad (\text{Eq. 3})$$

Sendo:

M_{sd} = Momento fletor solicitante de cálculo, já multiplicado pelos coeficientes de ponderação dos esforços;

R_{cc} = Força resultante de compressão do concreto;

z_c = Braço de alavanca, ou seja, a distância entre o centro de aplicação da força de compressão no concreto, que é em função da altura da linha neutra x e o c.g. das armaduras.

Partindo-se da equação a cima, deve se admitir a hipótese de domínio no estado limite último e por relações de compatibilidade da seção indeformável

encontra-se a altura da linha neutra x que confirma a hipótese do domínio adotado. Com o valor de x e sabendo-se o domínio de deformação na ruptura, encontra-se o braço de alavanca z_c e é possível determinar os alongamentos máximos da armadura de protensão devido à flexão da peça $\Delta\varepsilon_{pd}$, o qual somado à deformação de pré-alongamento $\Delta\varepsilon_{pi}$, encontra-se a deformação total da armadura de protensão ε_{pd} , portanto, também sua tensão σ_{pd} .

Para armaduras ativas não aderentes (cordoalhas engraxadas) deve ser considerado um acréscimo $\Delta\sigma_p$ na tensão (item 17.2.2 da NBR 6118:2014) no caso das vigas com vão/altura útil menor ou igual a 35 tem-se:

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \times \rho_p} \leq 420 \text{ MPa}; \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c \times d_p}. \quad (\text{Eq. 5})$$

Sendo:

ρ_p = Taxa geométrica da armadura de protensão;

A_p = Área de aço da armadura ativa;

b_c = Largura da mesa de compressão;

d_p = Distância da fibra mais comprimida ao c.g. das armaduras de protensão.

Como não se conhece o valor da armadura de protensão, objeto do cálculo, deve-se fazer uma estimativa como armadura aderente, então em um processo iterativo chegar ao resultado da mesma.

Carvalho (2012) apresenta uma fórmula direta que engloba os valores mencionados acima, sendo necessário, para tanto, estimar a tensão final de protensão, após todas as perdas σ_{ps} , a qual deverá ser confirmada posteriormente como um valor menor ou igual à aqui adotada.

Com estes valores, é possível determinar uma área de aço de protensão total A_p por uma única equação apresentada por Carvalho (2012):

$$A_p = \frac{M_d - \frac{f_{ck} \times b_c \times d \times z_c}{100}}{z_c \times (\sigma_{p\infty} + 7)} \quad (\text{Eq. 6})$$

A equação acima assume que toda a armadura é de protensão $A_{p,total}$, portanto tratada como fictícia, já que será considerada a contribuição da armadura passiva existente. Para se separar a armadura passiva existente da armadura ativa de reforço, deve-se tomar como base a força normal total N_{td} :

$$N_{td} = A_{p,total} \times \sigma_{pd} \quad (\text{Eq. 7})$$

A força normal total N_{td} é resistida pela armadura passiva A_s , existente e conhecida, e pela armadura ativa A_p , a ser determinada. As tensões que atuarão nas mesmas serão, respectivamente, f_{yd} e σ_{pd} , desta forma, com a equação abaixo, encontra-se o valor da área de aço de protensão A_p a ser adicionada:

$$N_{td} = A_p \times \sigma_{pd} + A_s \times f_{yd} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$\text{Portanto, } A_p = \frac{N_{td} - A_s \times f_{yd}}{\sigma_{pd}} \quad (\text{Eq. 9})$$

Deve-se escolher em catálogos comerciais uma armadura cuja área de aço seja igual ou superior à calculada.

Conhecidas a área de aço ativa e passiva efetiva $A_{p,ef}$ e A_s , respectivamente, e as respectivas tensões máximas resistidas σ_{pd} e f_{yd} , é possível determinar a força resistida nas armaduras ativa R_p e passiva R_s :

$$N_{td} = R_p + R_s = A_{p,ef} \times \sigma_{pd} + A_s \times f_{yd} \quad (\text{Eq. 10})$$

Por equilíbrio, a força de compressão no concreto N_c terá mesmo módulo, ou seja:

$$N_{td} = N_c \quad (\text{Eq. 11})$$

Desta forma é possível determinar a área comprimida do concreto A_c , conhecendo-se a respectiva tensão submetida:

$$N_c = A_c \times \sigma_c = b_c \times x \times \sigma_{cd} \quad (\text{Eq. 12})$$

Sendo que o valor da tensão de compressão no concreto σ_{cd} pode variar para cada domínio de deformação, sendo simplesmente igual a 85% da resistência à compressão axial do concreto de cálculo f_{cd} ou, se ainda no patamar elástico, deve ser utilizada a equação presente no item 8.2.10.1 da NBR 6118:2014:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{Eq. 13})$$

Sendo:

ε_{c2} = Deformação de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, ou seja, 2‰ no caso de concreto com resistência característica à compressão $f_{ck} \leq 50$ MPa;

ε_c = Deformação de encurtamento do concreto, obtida por relação de triângulos na análise da compatibilidade de deformações de cada domínio na seção plana;

$n = 2$ para concretos de $f_{ck} \leq 50$ MPa.

Desta forma, confirmando se encontrar no domínio de deformação considerado, determina-se a posição real da linha neutra x e com este valor, os braços de alavanca referentes à armadura passiva z_s e à armadura de protensão z_p , sendo a distância da fibra mais comprimida ao c.g. das armaduras ativas d_p e ao c.g. das armaduras passivas d_s :

$$z = d - \frac{\lambda \times x}{2} \quad (\text{Eq. 14})$$

Sendo:

d_p = Distância da fibra mais comprimida ao c.g. das armaduras de protensão.

$\lambda = 0,8$ para concretos de $f_{ck} \leq 50$ MPa.

Com a força resistida nas armaduras ativa R_p e passiva R_s e seus respectivos braços de alavanca z_p e z_s , é possível se determinar o momento fletor resistente M_{rd} da peça:

$$M_{rd} = z_s \times R_s + z_p \times R_p \quad (\text{Eq. 15})$$

Este valor de momento fletor resistente M_{rd} deve ser maior que o momento fletor solicitante de cálculo M_{sd} , caso contrário, deve ser adotada outra armadura de protensão, com maior área efetiva ou aço mais resistente e voltar à Eq. 10, encontrar a força de compressão no concreto e pela tensão atuante no concreto, encontrar a altura da linha neutra x , os novos braços de alavanca z_s e z_p e com eles determinar o novo momento fletor resistente M_{rd} , o qual deve ser maior que o momento fletor solicitante de cálculo M_{sd} .

Deve-se atentar que para cada domínio de deformações as equações de compatibilidade podem mudar, alterando a forma como se calcular a altura da linha neutra e até mesmo a tensão no concreto.

Ainda em relação ao Estado limite Último, deve-se garantir que no ato da protensão, as tensões máximas no concreto sejam menores que 70% de sua resistência característica f_{cj} (na data da protensão) e também que as tensões máximas de tração não excedam 1,2 vezes a resistência à tração no concreto $f_{ct,m}$. Se tratando de reforço estrutural, considera-se que o concreto possui resistência final, medida pelos ensaios de campo.

3.4. VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Os Estados Limites de Serviço (ELS) estão relacionados à durabilidade, percepção sensorial, conforto, no uso específico da estrutura. A segurança estrutural não é o foco destas verificações, ou seja, não será verificada a capacidade portante, ou o colapso imediato da peça sob ação de cargas.

Existem diversas verificações no estado limite de serviço que podem ser aplicadas ao concreto protendido, dentre elas, pode-se destacar:

- Estado Limite de Descompressão (ELS-D);
- Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP);
- Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F);

- Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W);
- Estado Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE);
- Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF);
- Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE);

A necessidade destas verificações é exigida em função da intensidade da protensão.

Tem-se três níveis de protensão quanto à intensidade:

- Protensão Parcial (nível 1)
- Protensão Limitada (nível 2)
- Protensão Completa (nível 3)

O tipo de protensão é escolhida em função do tipo de construção ou da classe de agressividade do meio ambiente (CARVALHO, 2012), conforme a tabela 13.4 da NBR 6118:2014.

Neste trabalho é abordada a classe de agressividade II e protensão parcial (nível 1), em que o reforço estrutural é aplicado em complemento à armadura passiva existente.

Para este nível de protensão, a única exigência relativa à fissuração é o Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W), em que é admitida fissuração com abertura menor ou igual a 0,2 mm, a ser verificada na combinação frequente de ações, de acordo com a tabela 13.4 da NBR 6118:2014.

Para a combinação frequente de ações, as ações variáveis F_q são tomadas com seu valor reduzido pelo coeficiente redutor ψ de acordo com a seguinte equação:

$$F_{dserv} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk} \quad (\text{Eq. 16})$$

Sendo:

ψ = Coeficiente de ponderação das ações, com $\psi_1 = 0,5$ e $\psi_2 = 0,3$ para o caso de pontes rodoviárias;

F_{dserv} = Esforço de cálculo em serviço;

F_{gik} = Esforços característicos devido às cargas permanentes;

F_{q1k} = Esforços característicos principais devido às cargas acidentais;

F_{qjk} = Esforços característicos secundários devido às cargas acidentais;

A avaliação da abertura de fissuras é feita para cada elemento das armaduras aderentes. Seu valor real sofre influência do meio e das condições de execução dos elementos em questão, com solicitação na combinação frequente de ações, portanto não se deve esperar na prática a confirmação destes valores.

Deve-se investigar a tensão de tração máxima da seção. Se esta tensão não ultrapassar o valor da resistência média do concreto à tração ($f_{ct,m}$), significa que trabalha no Estádio 1 e está protegida quanto à fissuração.

Ultrapassando este limite, considera-se o Estádio 2, em que é desprezada a resistência do concreto tracionado enquanto a parte comprimida trabalha de forma linear.

Nestas condições, as equações de compatibilidade e as equações constitutivas resultam nas seguintes relações para se encontrar a tensão nas armaduras aderentes σ_s (CHOLFE e BONILHA, 2015):

$$\sigma_s = \frac{A_{pf} \times \Delta\varepsilon_{pi} \times E_p}{\left(\frac{A_{cc}}{\alpha_e} \times \frac{x}{d_s - x} - A_s \right)} \quad (\text{por equilíbrio de esforços}); \quad (\text{Eq. 17})$$

$$\sigma_s = \frac{\Delta M - A_{pf} \times \Delta\varepsilon_{pi} \times E_p \times \left(d_p - \frac{x}{3} \right)}{A_s \times \left(d_p - \frac{x}{3} \right)} \quad (\text{por equilíbrio de momentos}). \quad (\text{Eq. 18})$$

Sendo:

A_{pf} = Área de aço da armadura de protensão;

A_s = Área de aço da armadura passiva existente;

$\Delta\varepsilon_{pi}$ = Pré-alongamento;

E_p = Módulo de elasticidade da armadura de protensão;

A_{cc} = Área de concreto comprimido, em função da linha neutra x ;

α_e = Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto $E_s/E_c = 15$ (item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014);

d_s = Distância da fibra mais comprimida ao c.g. das armaduras passivas;

ΔM = Acréscimo de momentos fletores entre o estado limite de descompressão e o carregamento considerado na combinação frequente de ações.

Com ambas as equações a acima, é possível se determinar, de modo iterativo, a tensão na armadura para cada posição da linha neutra.

Com esta tensão é possível se calcular o valor da provável abertura de fissura w .

O valor desta abertura w , segundo o item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014, pode ser tomado como o menor entre:

$$w \leq \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \frac{3 \times \sigma_{si}}{f_{ct,m}} & \text{(Eq. 19)} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \times \eta_i} \times \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \times \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) & \text{(Eq. 20)} \end{cases}$$

Sendo:

ϕ_i = Diâmetro da barra de aço considerada;

E_{si} = Módulo de elasticidade da barra de aço considerada;

η_i = Coeficiente de conformação superficial da barra considerada = 2,25 para barras de aço nervuradas de alta aderência CA-50;

σ_{si} = Tensão de tração na armadura considerada considerando o estágio II;

$f_{ct,m}$ = Resistência média do concreto à tração = $0,3 \times f_{ck}^{2/3}$ para concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa;

ρ_{ri} = Taxa de armadura aderente em relação à área de envolvimento da armadura (região retangular cujos lados não distem mais que $7,5\phi$ do contorno da armadura considerada);

3.5. PERDAS DE PROTENSÃO

Neste trabalho não será feito um estudo aprofundado das perdas de protensão aplicadas ao reforço estrutural, o que seria um estudo muito extenso principalmente nas perdas progressivas, pois se trata de uma estrutura antiga, decorrido muito tempo de sua construção sendo solicitada por esforço normal por meio de blocos de protensão novos em concreto armado, que também estão sujeitos a fluência e demais variações que podem influenciar nas perdas de protensão.

Desta forma, serão apresentados os tipos de protensão com foco em reforço estrutural por protensão externa (poligonal) com o uso de cordoalhas engraxadas.

Neste caso, de pós-tração, as perdas de protensão podem ser divididas em dois tipos, as perdas imediatas, as quais ocorrem durante a transferência de protensão ao concreto, e as perdas progressivas, as quais ocorrem ao longo do tempo (NBR 6118:2014).

3.5.1. Perdas imediatas

Durante a transferência da protensão ao concreto, ocorrem perdas significativas da força de protensão, causadas por três fatores determinantes. São eles o encurtamento imediato do concreto, o atrito entre as cordoalhas e a bainha e a acomodação e deslizamento da armadura de protensão no sistema de ancoragem.

3.5.1.1. Perdas por encurtamento imediato do concreto

A operação de pós-tração, dos grupos de cabos de protensão, provoca uma deformação imediata do concreto, tanto da viga em concreto armado a ser reforçada quanto dos blocos de protensão em concreto novo. Enquanto esta operação é feita em um dos grupos de cordoalhas, promove um afrouxamento do outro grupo de cordoalhas protendido anteriormente na mesma viga.

Segundo a NBR 6118:2014, a perda média de protensão pode ser calculada, para cada cabo:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \times (\sigma_{cg} + \sigma_{cp}) \times (n-1)}{2n} . \quad (\text{Eq. 21})$$

$$\text{Onde} \quad \alpha_p = \frac{E_p}{E_c} ; \quad (\text{Eq. 22})$$

$$\sigma_{cg} = \frac{M_g}{I_c} \times e_p ; \quad (\text{Eq. 23})$$

$$\sigma_{cp} = -P \times \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) ; \quad (\text{Eq. 24})$$

Sendo:

$\Delta\sigma_p$ = Perda de protensão;

α_p = Coeficiente de equivalência entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

σ_{eg} = Tensão no concreto no nível da resultante da protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão;

σ_{cp} = Tensão no concreto no nível da resultante da protensão, devida à protensão simultânea de todos os cabos;

n = Número de cabos iguais protendidos sequencialmente;

E_p = Módulo de elasticidade da armadura de protensão;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

M_g = Momento fletor devido às cargas permanentes;

I_c = Inércia da seção transversal;

e_p = Excentricidade da resultante de protensão;

P = Força efetiva de protensão;

A_c = Área da seção transversal;

3.5.1.2. Perdas por atrito entre as cordoalhas e bainha de protensão

No caso de pós-tração em cabos poligonais com cordoalhas engraxadas unidas em cabo de reforço, o qual é desligado da estrutura, o atrito ao longo dos cabos é desprezível, exceto quando dentro dos blocos desviadores, onde sofrem mudança de direção e existe a ligação com a estrutura.

Logo, o estiramento do cabo provoca o contato do mesmo com a bainha, produzindo forças longitudinais, nas paredes do duto, que acarretam a diminuição da força de tração ao longo do cabo.

Sendo cabos poligonais, o cálculo do ângulo α de desvio fica simples em relação aos cabos curvos da protensão interna tradicional, pois se trata da diferença entre os ângulos das retas sucessivas integrantes da poligonal formada pelo cabo.

Portanto, a perda da força de protensão ΔP devido ao atrito cabo-bainha é dada, pela NBR 6118:2014, como:

$$\Delta P = P_i \times \left[1 - e^{-(\mu \times \Sigma \alpha + k \times x)} \right]; \quad (\text{Eq. 25})$$

Sendo:

P_i = Força de protensão na saída dos aparelhos de protensão;

e = Base dos logaritmos neperianos;

μ = coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha, podendo ser tomado, na falta de valores experimentais, como 0,1/rad para o caso de atrito entre cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

k = Coeficiente de perda por metro provocada por curvas não intencionais do cabo, o qual pode ser tomado como $0,01\mu$ (1/m), na falta de dados experimentais.

3.5.1.3. Perdas por deslizamento da armadura e acomodação da ancoragem

Esta perda de protensão ocorre na cravação das cunhas de ancoragem. O cabo é estirado pelo sistema de protensão, ao soltar o cabo tende a recuar, mas é travado por um conjunto cônico, semelhante ao exemplificado na Figura 29.

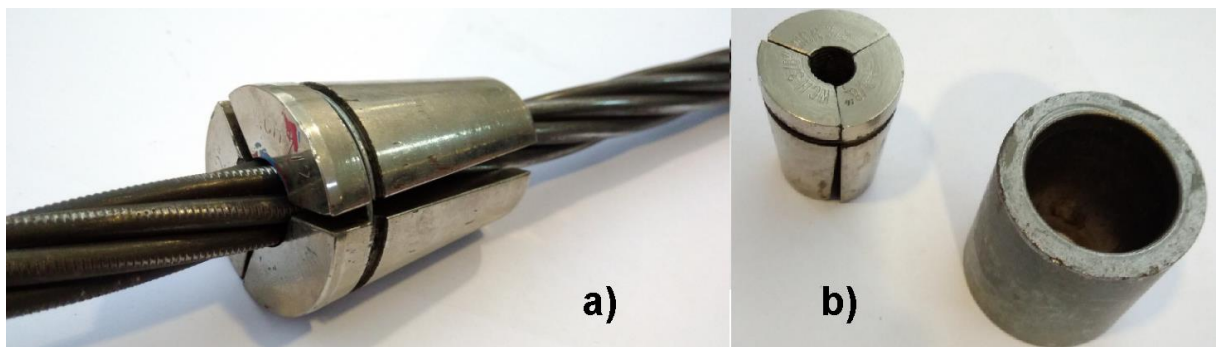


Figura 29 – Ancoragens

Com isso ele é travado e mantém a peça protendida, porém existe um deslizamento que varia de acordo com o sistema de protensão, normalmente entre 5 e 12 mm e é exigido pela NBR 6118:2014 que sua perda seja determinada experimentalmente ou que seja seguido o especificado pelo fabricante do sistema.

3.5.2. Perdas progressivas

As perdas progressivas ocorrem de forma lenta ao longo da vida útil da estrutura protendida, iniciando logo após o ato da protensão.

Estas perdas são devidas a três principais fatores. São eles a relaxação da armadura, a retração e fluência do concreto.

3.5.2.1. Aço - Relaxação

A relaxação da armadura pode ser considerada separadamente, independente da aplicação de outros esforços permanentes.

A intensidade da relaxação deve ser determinada pelo coeficiente $\psi(t, t_0)$, calculado, conforme a NBR 6118:2014:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}}; \quad (\text{Eq. 26})$$

Sendo:

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ = Perda de tensão por relaxação pura desde o estiramento da armadura, no tempo t_0 , até o tempo t considerado;

σ_{pi} = tensão máxima aplicada pelo aparelho de protensão

Para tensões menores que $0,5f_{ptk}$, admite-se não haver perdas por relaxação.

A NBR 6118:2014 traz na tabela 8.4 valores de relaxação, em porcentagem, medidos mil horas após o estiramento (ψ_{1000}), sendo que para tempos muito superiores a mil horas, considerado infinito, o fator $\psi(t, t_0)$ pode ser considerado 2,5 vezes ψ_{1000} .

3.5.2.2. Concreto – Retração e fluência

Em relação ao concreto, se tratando de estruturas de reforço por protensão externa ancoradas a blocos de concreto, deve-se ter em mente que o esforço normal está sendo aplicado em concreto antigo, ou seja, o tempo de início da fluência é muito superior à idade do concreto, mesmo assim, por não haver força normal anterior, o concreto fica sujeito a este fenômeno.

Devido ao tempo decorrido da concretagem da obra, a retração do concreto devido às perdas hidráulicas pode ser desprezada.

Já em relação aos blocos de ancoragem e desviadores, estes sim sofrem fluência e retração, pois são concretados em data relativamente próxima à da protensão.

Devido a alta complexidade, de forma geral, é indicado um estudo mais aprofundado de fluência e retração do concreto nestas condições. Menegatti (2004) supõe que as perdas progressivas, de forma geral, são um deslocamento do diagrama das perdas imediatas, conforme a Figura 30.

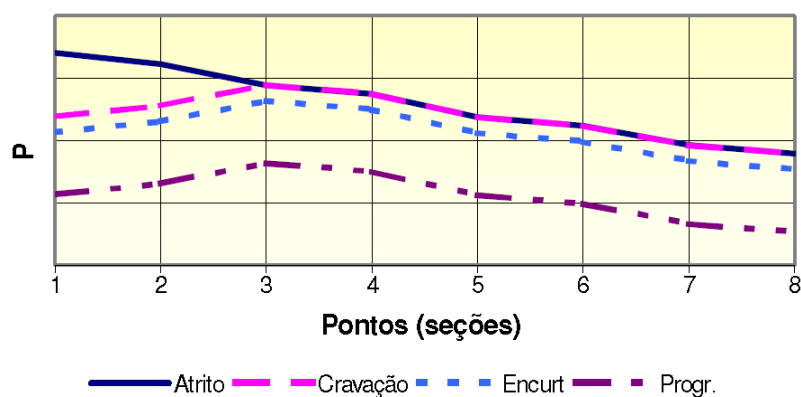


Figura 30 – Diagrama da força efetiva de protensão (MENEGATTI, 2004).

CAPÍTULO 4. PONTE MODELO

Com o objetivo de aplicar a um caso prático o método de reforço estrutural à flexão de vigas principais de pontes por protensão externa, esta etapa trata da análise de uma situação típica em que uma ponte fictícia construída no final da década de 70 deve ser ampliada, porém não se possui o projeto original da mesma.

Após a inspeção detalhada (especial) com ensaios de resistência do concreto, se determina a forma da obra e a resistência à compressão axial do concreto (f_{ck}) da ponte. Com base nas normas vigentes na época de projeto e as informações de campo, é feita a análise estrutural, resultando na área de aço existente das vigas principais da ponte.

4.1. PROJETO ANALISADO

Neste trabalho é analisado um caso típico de reforço estrutural. Trata-se de uma ponte teórica construída no final da década de 70, portanto, dimensionada para o trem-tipo classe 36, de peso 360 kN, da NB-6:1960, que vigorou até 1982.

Com base nesta informação, nos ensaios de resistência à compressão axial do concreto (f_{ck}) e inspeção de campo, tem-se o trem-tipo de projeto da obra, o f_{ck} e um projeto completo da geometria da obra.

Para adequação da largura (gabarito horizontal), esta obra deverá ser alargada de forma que resista também às cargas de cálculo das normas atuais, ou seja, também deve ser adequada ao trem-tipo de 450 kN, bem como às condições de segurança atualmente sugeridas.

A seguir serão apresentadas as características da ponte teórica original e das exigências de modificações.

4.2. GEOMETRIA DA OBRA ORIGINAL

A obra teórica analisada possui 20,74 m de comprimento longitudinal total de tabuleiro, sendo 20,00 m de vão teórico (entre os eixos dos apoios) e traçado retilíneo com encontro normal à obra (ou seja, não possui curvatura nem esconsidade). Suas vigas longarinas são simplesmente apoiadas em suas extremidades na mesoestrutura por meio de aparelhos de apoio de neoprene fretados (obra isostática). Sistema estrutural em duas vigas longarinas ligadas por 5 vigas transversinas perpendiculares às longarinas, incluindo as de borda, sobre os apoios.

Inicialmente com 10 m de largura total da seção transversal, conta, para cada sentido, com espaço para passagem de pedestres (passeio) de 85 cm, uma faixa de segurança de 80 cm e uma faixa de tráfego de 335 cm totalizando 830 cm de pista. Não há proteção entre as faixas de tráfego e os passeios, apenas guarda-corpos protegem as extremidades da obra.

Este tipo de obra não garante segurança aos pedestres nem mesmo aos veículos em caso de colisão com os guarda-corpos, porém, a construção com este tipo de seção transversal foi muito comum nas pontes projetadas até 1975 (DNIT, 2004).

A obra a ser analisada encontra-se em uma região onde já existe transposição para pedestres, além de não se encontrar em perímetro urbano, portanto, os passeios serão demolidos dando lugar a barreiras rígidas tipo *New Jersey*, uma faixa de tráfego mais larga de 360 cm e um acostamento de 240 cm para cada sentido, totalizando 12,80 m de largura total, sendo 12,00 m de pista. Esta geometria transversal se adequa às pontes mais modernas.

Barreiras rígidas tipo *New Jersey* são dispositivos de segurança, os quais devem resistir a 100 kN aplicados perpendicularmente à direção do tráfego, distribuídos em 50 cm no topo do elemento, como sugere a NBR 7188:2013, que sugere ainda carga concomitante de 100 kN, sem explicitar a direção ou forma de atuação desta carga, o que gera dúvidas entre os calculistas quanto a esta aplicação, mas o fato é que estes dispositivos não devem permitir que os veículos saiam da pista mesmo após a colisão. O DNIT apresenta em seu manual de inspeção, ilustrado na Figura 31, um detalhe desta barreira rígida com drenos e

pingadeira, dispositivo este projetado para que a água da chuva não escorra nas vigas, preservando-as de possíveis patologias.

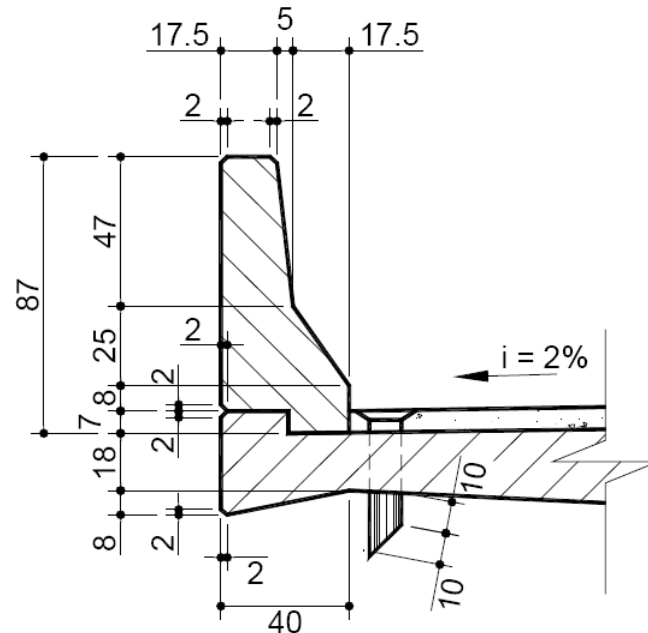


Figura 31 – Barreiras tipo *New Jersey* e pingadeira (medidas em cm) - DNIT, 2004.

Da Figura 32 à Figura 34 encontra-se o projeto da obra original, proveniente de uma inspeção de campo e a Figura 35 mostra a geometria da seção transversal readequada, ou seja, com a largura necessária, com acostamentos e barreiras rígidas tipo *New Jersey* implantadas para maior segurança.

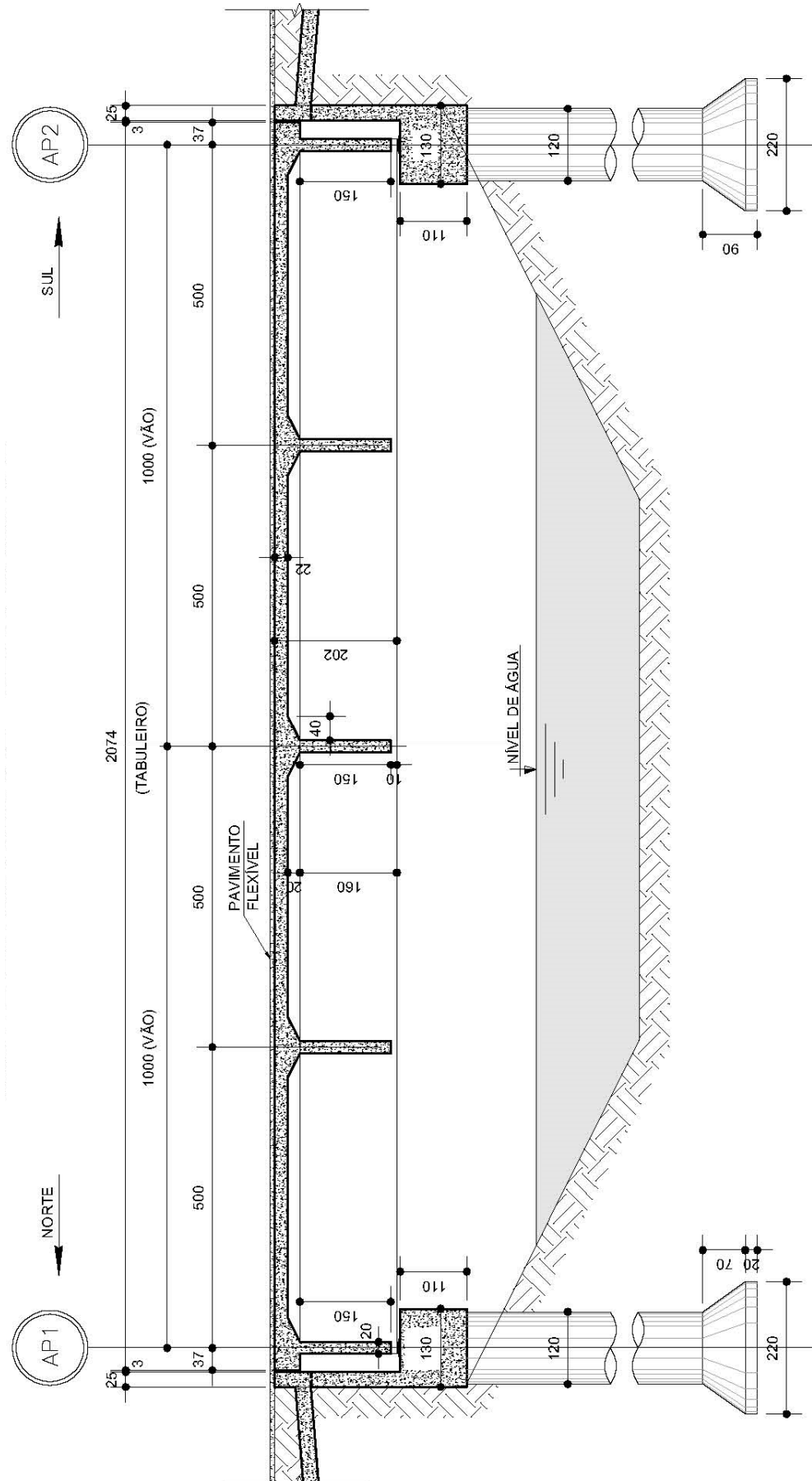


Figura 32 – Corte longitudinal da obra original (medidas em cm)

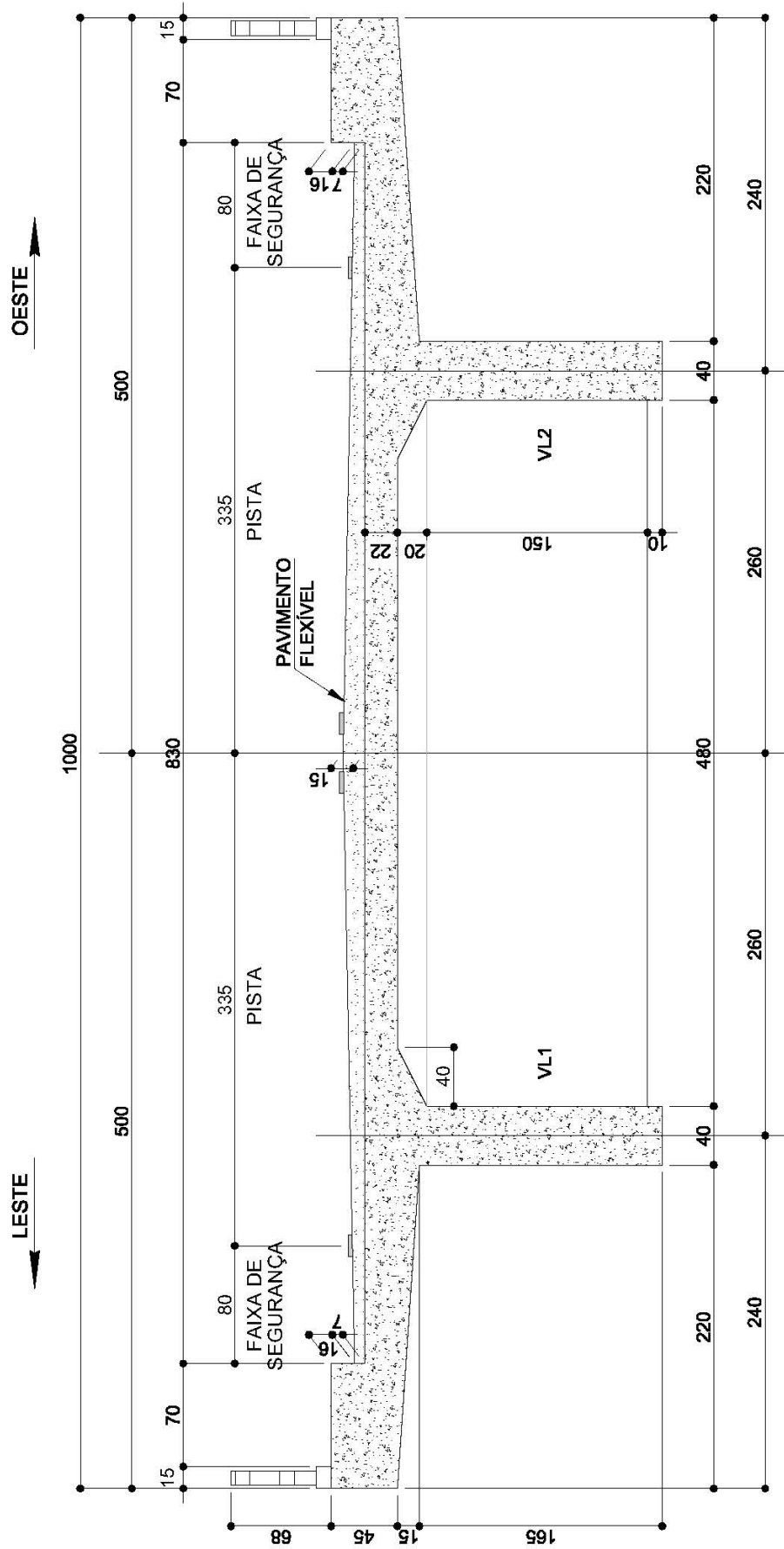


Figura 34 – Seção transversal da obra original (medidas em cm)



Figura 35 – Seção transversal da obra ampliada (medidas em cm)

Ao se analisar apenas a geometria do projeto de alargamento, constata-se que a largura da obra aumentará de 10,00 m para 12,80 m, ou seja, será alargada em 140 cm para cada lado, porém, serão retirados os passeios e pra o cálculo estrutural, a obra deve resistir ao trem-tipo de projeto locado transversalmente com a roda encostada no guarda-rodas (MARCHETTI, 2008), conforme a Figura 36, ou seja, na prática o trem-tipo se deslocará 185 cm para a extremidade do lado analisado. Isso faz com que a carga móvel se afaste do centro e sua solicitação na longarina seja maior em relação ao que ocorre com a geometria original.

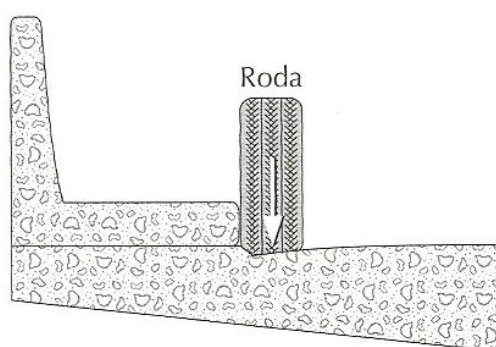


Figura 36 – Roda do trem-tipo em relação ao guarda-rodas (MARCHETTI, 2008)

Além disso, deve ser levado em conta que o trem-tipo de projeto da obra original é o da classe 36 da NB-6:1960, de 360 kN, e que atualmente a obra deve resistir ao trem-tipo de 450 kN, da NBR 7188:2013, mais adequado às solicitações atualmente recorrentes nas rodovias brasileiras.

Desta forma, a obra alargada deve ser verificada para estas novas condições.

4.3. CÁLCULO ESTRUTURAL DA OBRA EXISTENTE

As vigas principais de pontes em duas vigas podem ser calculadas em linha, ou seja, apenas uma viga calculada com um simples modelo longitudinal, devido à falta de elementos suficientes que configurem uma grelha, além disso, a consideração de porções maiores da laje pode resultar em cargas melhor distribuídas, sendo o cálculo em linha mais a favor da segurança.

Desta forma, foram consideradas as cargas máximas atuantes para uma só viga, sendo as vigas transversinas, blocos de ancoragem e desviadores atuantes como cargas pontuais e as lajes, pavimento, barreiras rígidas, guarda-corpos e

demais elementos da superestrutura representados por cargas distribuídas uniformemente nas vigas.

Os valores das cargas permanentes foram dados em função do volume dos elementos, mostrados da Figura 32 à Figura 34, e do peso específico (γ) de cada elemento, que pode ser tomado de normas vigentes na construção da ponte original, que apresentam tais pesos, como por exemplo, a NBR 6120:1980 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações, NB-1:1978 – Projeto e execução de obras de concreto armado, NBR 7187:1982 - Projeto e execução de pontes em concreto armado e protendido e NB-6:1960 - Carga Móvel em Pontes Rodoviárias.

Para determinar a carga máxima do trem-tipo para a viga em questão, foi feito o cálculo de determinação de trem-tipo longitudinal máximo por meio do carregamento da linha de influência, visando o elemento em questão (vigas longarinas).

Apresenta-se a seguir o cálculo estrutural da viga longarina da obra, resultando na armadura passiva existente com base em sua geometria e cargas originais de projeto.

Posteriormente será feito o mesmo cálculo estrutural com as cargas provenientes da ampliação e das normas atualmente vigentes.

4.3.1. Cargas permanentes iniciais

Para o cálculo das cargas permanentes, serão considerados:

PESO ESPECÍFICO DO CONCRETO ARMADO = 25 kN/m³ (NBR 6120:1980);

PESO ESPECÍFICO DO PAVIMENTO FLEXÍVEL = 24 kN/m³ (NBR 7187:1982);

- VIGAS LONGARINAS + LAJES (CP_{VL}): Para as cargas permanentes distribuídas em cada viga longarina foi usada a área da seção transversal dos elementos e o peso dividido entre duas vigas:

$$CP_{VL} = \frac{4,44 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3}{2 \text{ vigas}} = 55,5 \text{ kN / m (distribuída ao longo da viga);} \quad (\text{Eq. 27})$$

- PAVIMENTO (CP_{PV}):

$$CP_{PV} = \frac{0,07 + 0,15}{2} m \times \frac{8,30 m}{2 \text{ vigas}} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 10,96 \text{ kN/m} \text{ (ao longo da viga); (Eq. 28)}$$

- GUARDA-CORPOS (CP_{GC}):

$$CP_{GC} = \frac{0,088 m^3 \times 25 \text{ kN/m}^3}{2 m} = 1,1 \text{ kN/m} \text{ (distribuída ao longo da viga); (Eq. 29)}$$

- VIGAS TRANSVERSINAS (CP_{VT}):

$$CP_{VT} = 0,42 m^2 \times 2,4 m \times 25 \text{ kN/m}^3 = 25,2 \text{ kN} \text{ (concentrada); (Eq. 30)}$$

Desta forma, a viga possui o seguinte esquema estático para cargas permanentes (Figura 37):

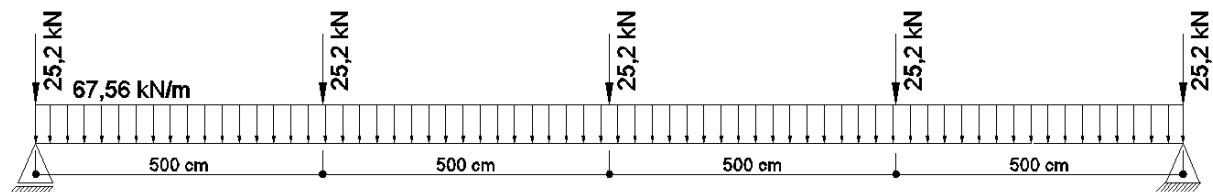


Figura 37 – Esquema estático para cargas permanentes – Obra original (medidas em cm)

4.3.2. Cargas móveis de projeto

- Coeficiente de impacto φ para vão L de 20 m segundo a NBR 7187:1982:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 20 = 1,26; \quad (\text{Eq. 31})$$

- Carga por roda do trem-tipo classe 36 da NB-6:1960:

$$60 \text{ kN/roda} \times \varphi = 75,6 \text{ kN/roda} \quad (\text{Eq. 32})$$

- Multidão pela linha de influência:

- Multidão p na rota de tráfego do trem-tipo de projeto (Figura 23 p.62):

$$5 \times \varphi = 6,3 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eq. 33})$$

Multidão p' fora da rota de tráfego do trem-tipo de projeto (Figura 23 p.62):

$$3 \times \varphi = 3,78 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Eq. 34})$$

Multidão nos passeios = 3 kN/m²

Para o cálculo da reação do trem-tipo na viga longitudinal, foi traçada a linha de influência para a viga analisada e desenhado o trem-tipo de projeto classe 36, conforme a Figura 38. Além da carga do trem-tipo, que gerará uma reação RTT36 por eixo na viga, as cargas de multidão descritas acima gerarão dois valores para carga na viga, um valor M1 relativo à seção transversal que corta o trem-tipo e outro valor M2 relativo à seção transversal fora dele, formando o esquema de cargas da Figura 39.

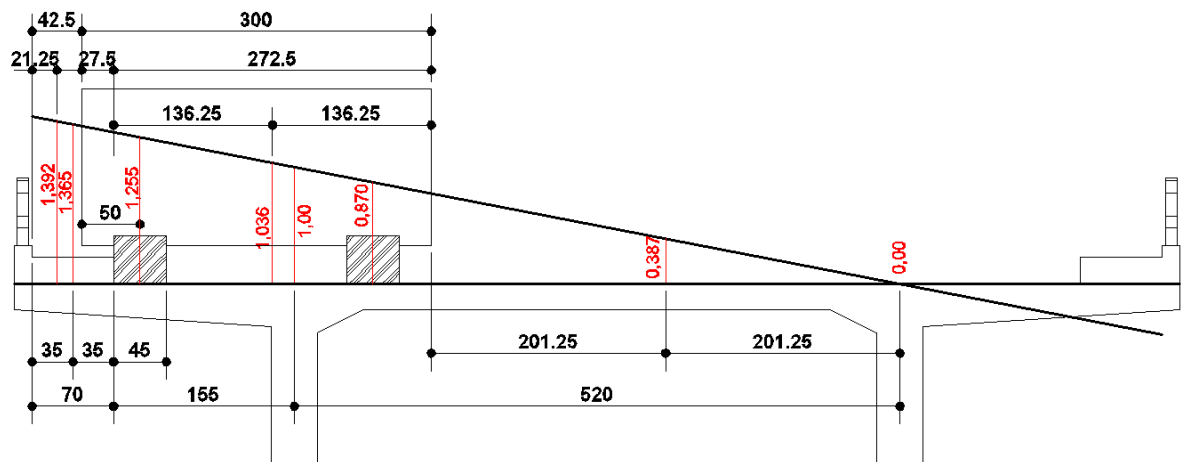


Figura 38 – Linha de influência na seção transversal para a viga longitudinal – Trem-tipo classe 36 da NB-6:1960 (Unidades em cm)

$$RTT36 = 75,6 \times (1,255 + 0,870) = 160,65 \text{ kN/eixo} \quad (\text{Eq. 35})$$

$$M1 = 3,0 \times 1,392 \times (0,7 - 0,275) + 3,78 \times 0,387 \times 4,025 = 7,66 \text{ kN/m} \quad (\text{Eq. 36})$$

$$M2 = 3,0 \times 1,365 \times 0,7 + 6,3 \times 1,036 \times (3 - 0,5 + 0,45/2) + 3,78 \times 0,387 \times 4,025 = 26,54 \text{ kN/m} \quad (\text{Eq. 37})$$

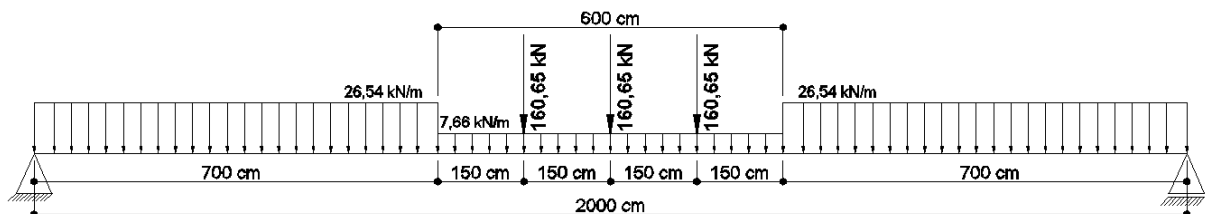


Figura 39 – Esquema de cargas móveis na viga longitudinal – Trem-tipo classe 36 (medidas em cm)

4.3.3. Cálculo dos esforços na viga longitudinal - obra original

Os esforços foram calculados pelo software STRAP (Structural Analysis Programs versão 12.5 da Atir Engineering Software Development), após adicionar as forças calculadas anteriormente. As cargas permanentes geraram o diagrama de momento fletor da Figura 40 e de força cortante da Figura 41. As cargas móveis geraram as envoltórias de momentos fletores da Figura 42 e de forças cortantes da Figura 43, sendo que para o maior valor de esforço cortante, o trem-tipo foi deslocado para mais perto possível das extremidades, descrevendo diagramas de envoltórias de esforços.

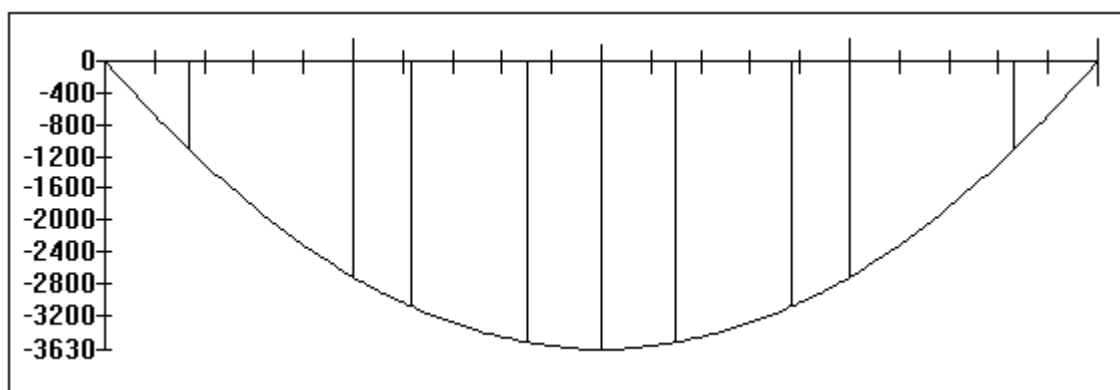


Figura 40 – Momento fletor de projeto da obra original – Cargas permanentes (Unidades em kN.m)

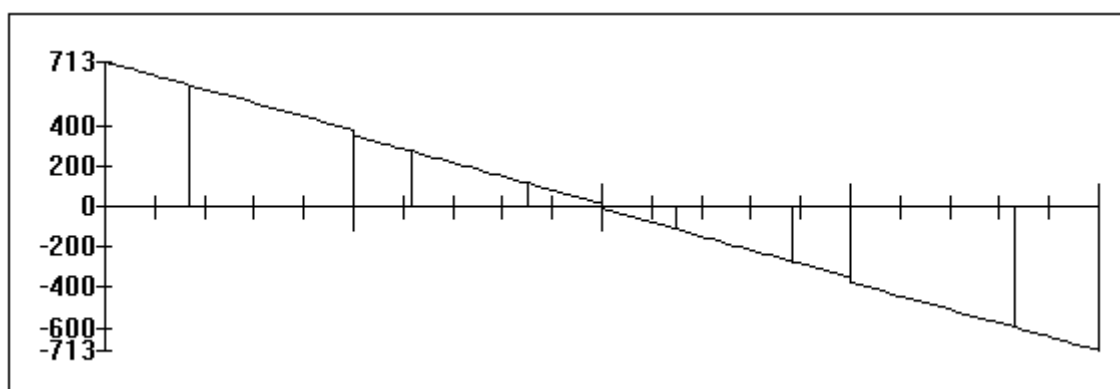


Figura 41 – Força cortante de projeto da obra original – Cargas permanentes (Unidades em kN)

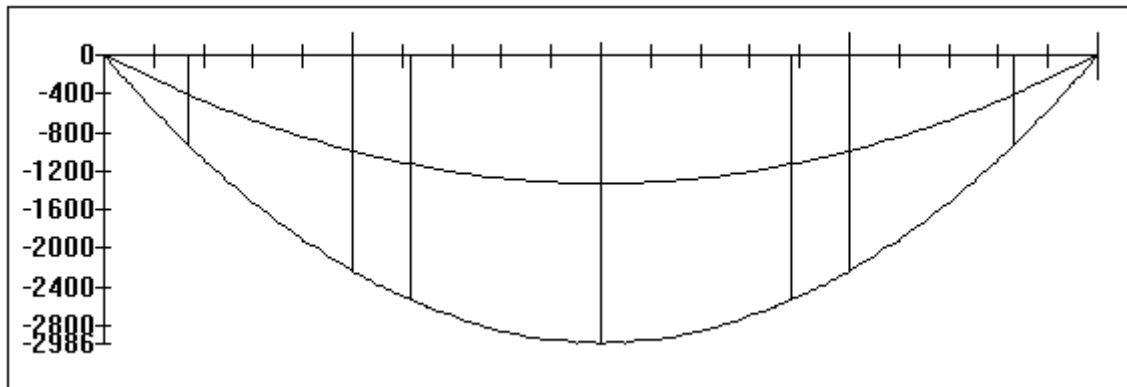


Figura 42 – Envoltória de momentos fletores de projeto da obra original – Cargas móveis (Unidades em kN.m)

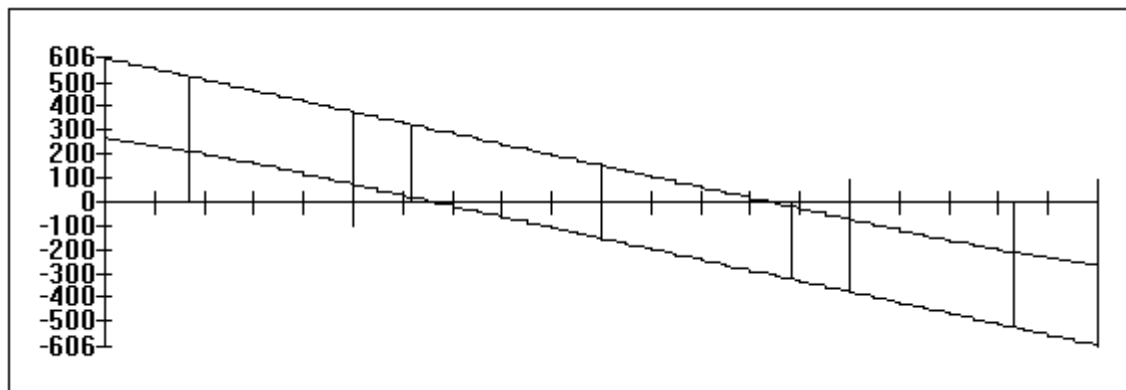


Figura 43 – Envoltória de forças cortantes de projeto da obra original – Cargas móveis (Unidades em kN)

4.3.4. Cálculo da armadura longitudinal da viga longarina - obra original

Para o cálculo das armaduras transversais e longitudinais, foram considerados os seguintes valores para as características dos materiais:

Concreto existente de $f_{ck} = 25$ MPa;

$f_{yk} = 500$ MPa (aço CA-50);

Seção inicial de cálculo:

Foi considerada a largura colaborante (b_f) de acordo com a norma de concreto vigente na época, ou seja, a NB-1:1978, exemplificado na Figura 44:

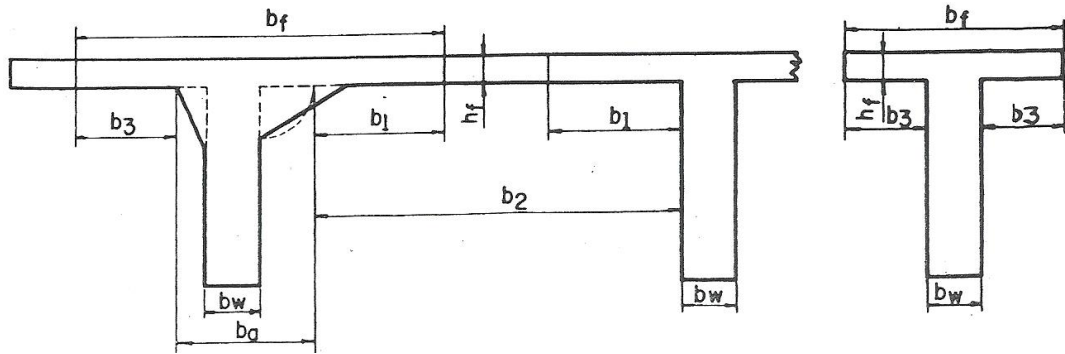


Figura 44 – Largura da mesa colaborante segundo a NB-1:1978

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 \times L = 2,00m \\ 8 \times h_f = 1,76m \\ 0,5 \times b_2 = 2,20m \end{cases} ; \quad b_3 \leq \begin{cases} 0,1 \times L = 2,00m \\ 6 \times h_f = 1,32m \end{cases} ; \quad (\text{Eq. 38})$$

$$b_a = 0,40 + 0,20 + 0,15 = 0,75 \text{ m} \quad (\text{Eq. 39})$$

Sendo:

b_2 = distancia entre as faces das almas das vigas;

b_w = espessura da alma da viga;

b_a = b_w + menores catetos das mísulas;

h_f = espessura da laje;

L = vão teórico da viga sem momentos fletores nos apoios;

$$\text{Logo, } b_f = b_a + b_1 + b_3 = 1,76 + 1,32 + 0,75 = 3,83 \text{ m.} \quad (\text{Eq. 40})$$

Altura total $h = 2,02 \text{ m}$;

Coeficientes de majoração das cargas = 1,4 (NB-1:1978);

Coeficientes de minoração das resistências dos materiais:

Concreto $\gamma_c = 1,4$;

Aço $\gamma_s = 1,15$.

Com estes coeficientes, tem-se:

$$\text{Momento fletor solicitante de cálculo } M_{sd} = 3630 \times 1,4 + 2986 \times 1,4 = 9262,4 \text{ kN.m;} \quad (\text{Eq. 41})$$

$$\text{Força cortante solicitante de cálculo } V_{sd} = 713,4 \times 1,4 + 606 \times 1,4 = 1847,16; \quad (\text{Eq. 42})$$

Por equilíbrio de esforços no Domínio 2a:

$A_{s \text{ I, calc}} = 118 \text{ cm}^2$, efetivamente, pode-se tomar 24 barras de 25 mm, ou seja,

$A_{s \text{ I, efetivo}} = 120 \text{ cm}^2$ de armadura longitudinal;

$A_{s \text{ v}} = 17,8 \text{ cm}^2/\text{m}$, de estribos 90° em aço CA-50 na região mais solicitada.

CAPÍTULO 5. PROPOSTA DE REFORÇO ESTRUTURAL

Apresenta-se a seguir os esforços atuantes na obra ampliada da mesma forma que foi feito para a obra original, porém, com base nas normas técnicas vigentes. É proposta uma geometria para o reforço estrutural nesta obra ampliada, o qual será calculado para suportar os acréscimos de esforços, utilizando a existência dos elementos resistentes da obra inicial, calculados no capítulo anterior.

5.1. GEOMETRIA DO REFORÇO ESTRUTURAL

É recorrente que para aumento de largura da obra e mudança de trem-tipo de cálculo seja necessário o reforço de diversos elementos estruturais, tais como as lajes da superestrutura, vigas longarinas, vigas transversinas, aparelhos de apoio, pilares, fundação, dentre outros elementos específicos de cada obra, além de implantação ou modificações em outros elementos, como por exemplo, as vigas travessas e vigas transversinas que podem ser modificadas para suportarem um possível procedimento de troca de aparelho de apoio, ou os próprios dispositivos de contenção previamente mencionados. Estas modificações podem trazer aumento de seção e capacidade portante, porém, como será abordado o reforço apenas das vigas longarinas este aumento será considerado apenas para a carga permanente, ou seja, acréscimo de peso a ser levado em conta no dimensionamento.

O estudo do reforço à flexão das vigas longarinas será analisado com maior profundidade. Será adotado o reforço das vigas principais por protensão externa ancoradas a blocos de concreto.

A utilização de cabos retos protendidos, distantes do centro geométrico (c.g.) da peça, proporciona grande vantagem quanto aos momentos fletores, pois a distância entre a ancoragem dos cabos (ponto de aplicação da força horizontal de protensão) e o centro de gravidade da viga produz momento fletor aplicado, que pode ser de sentido contrário ao atuante.

A inclinação destes cabos, por meio de desviadores, provoca, além das forças horizontais, também o surgimento de componentes verticais, de sentido contrário ao da carga atuante. Desta forma, além de combaterem os momentos fletores atuantes, também aliviam os esforços cortantes, não só pelo acréscimo de tensões normais, que aumenta a resistência ao cisalhamento da peça, mas também pelo alívio do esforço atuante.

Quanto maior a distância entre o ponto de aplicação da força de protensão e o centro de gravidade da peça, maior o momento fletor aplicado, e quanto maior a inclinação dos cabos, maior a força cortante combatida (o que será estudado mais adiante). Desta forma, visando a maior eficiência deste afastamento do centro de gravidade, foram adotadas cordoalhas associadas dentro de dutos.

Inicialmente o cabo longitudinal foi lançado de tal forma que suas extremidades estivessem ancoradas o mais próximo possível ao centro de gravidade da seção transversal, para que não houvesse grandes adições de momentos fletores concentrados inicialmente imprevistos nestes pontos de aplicação. Estes cabos foram desviados para o maior distanciamento do centro de gravidade, ainda próximo ao fundo da viga, para que dessa forma gerasse um momento fletor contrário ao gerado pela carga atuante no meio do vão, onde o mesmo é máximo, sem grandes problemas com gabarito vertical sob a obra.

Longitudinalmente os blocos desviadores foram locados próximo aos terços do vão teórico da ponte, enquanto que os blocos de ancoragem o mais próximo possível das extremidades da obra, de forma que fosse possível executá-los sem interferência das lajes, transversinas ou outros elementos existentes.

Desta forma foi desenvolvido o traçado dos cabos e adequado à exequibilidade do reforço, ou seja, levando em consideração distâncias mínimas necessárias ao processo de protensão e construção dos blocos de ancoragem e desviadores, resultando no projeto de proposta de reforço apresentado da Figura 45 à Figura 47.

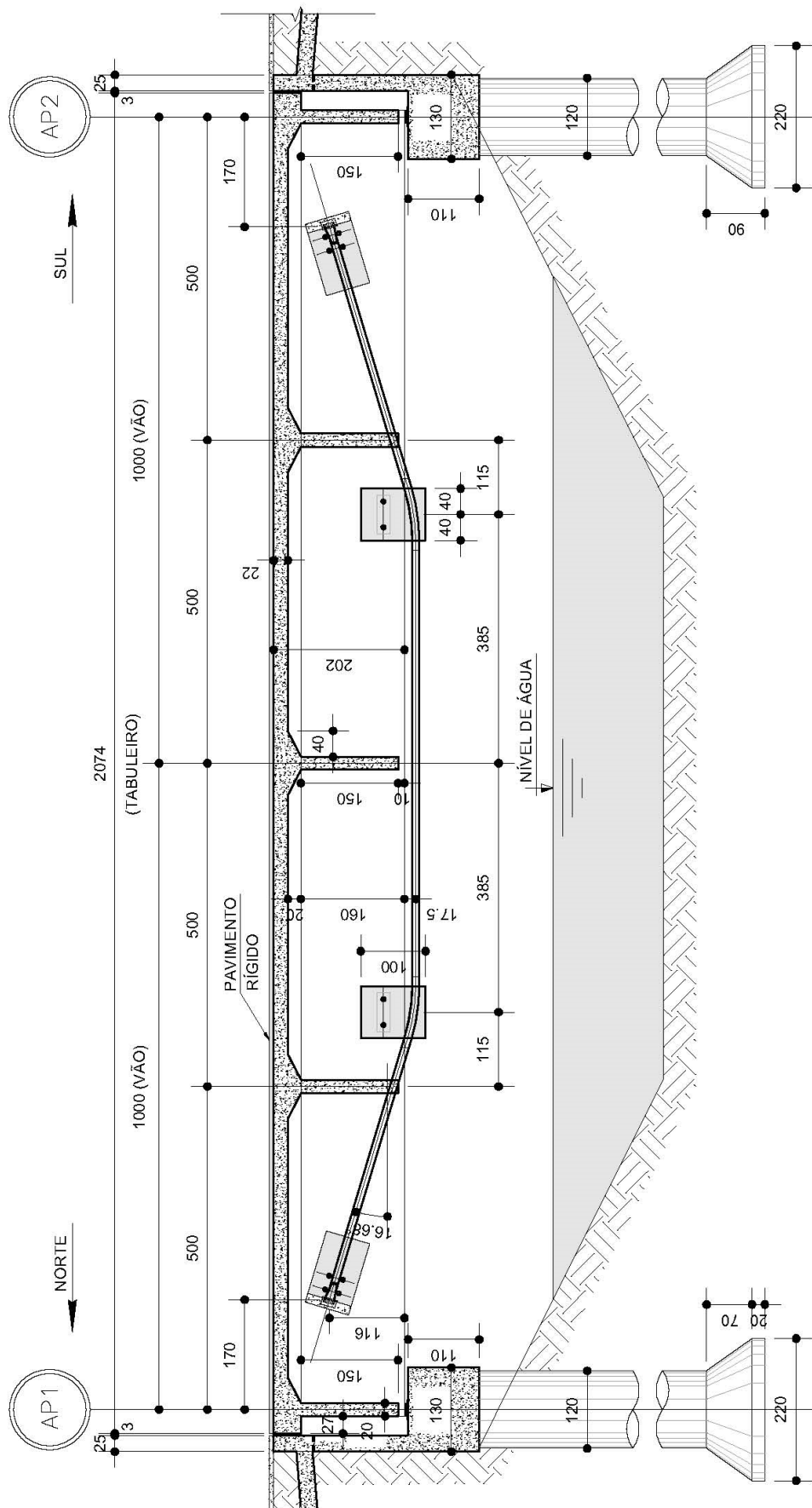


Figura 45 – Corte longitudinal da obra ampliada com reforço (medidas em cm)

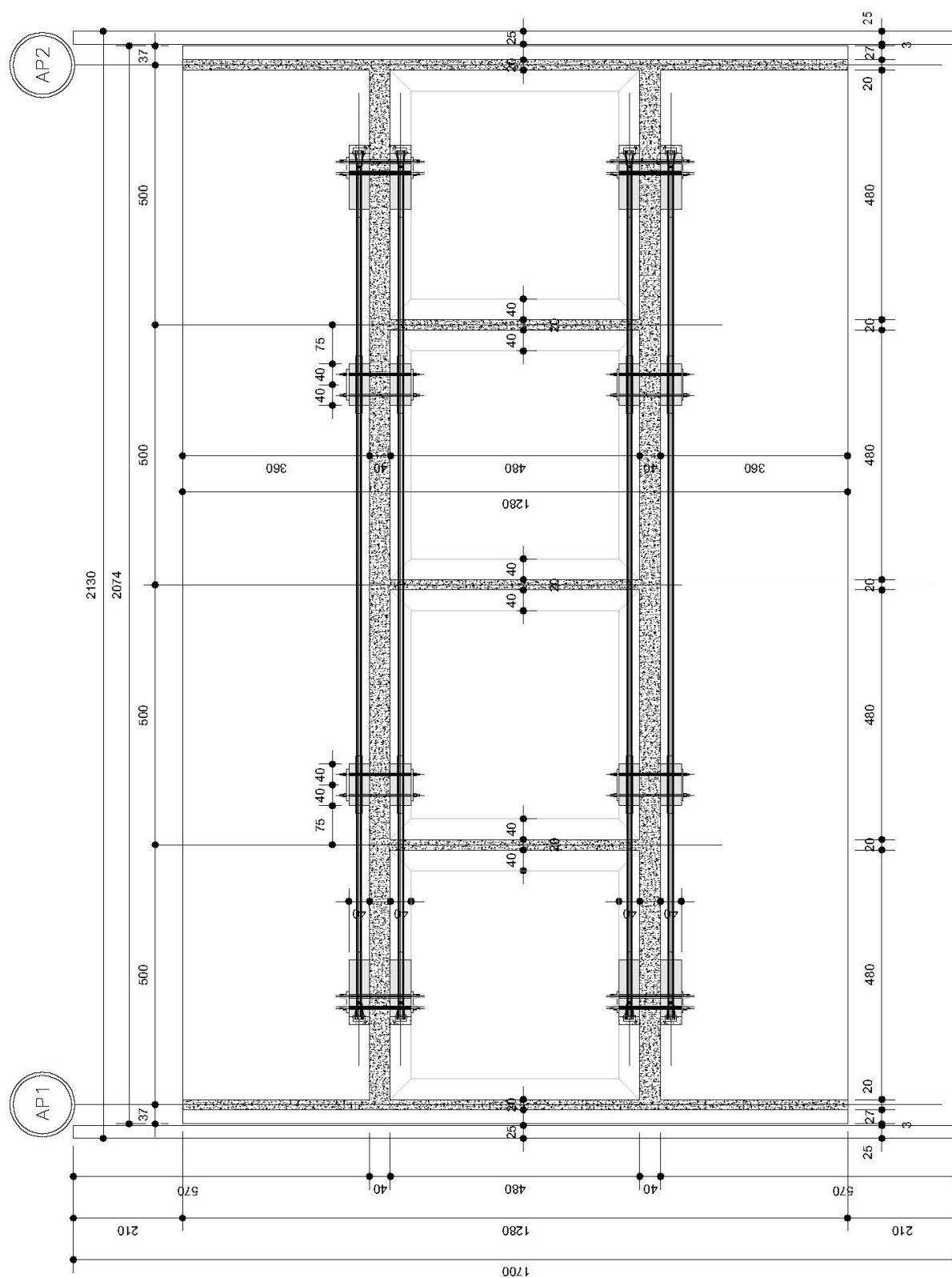
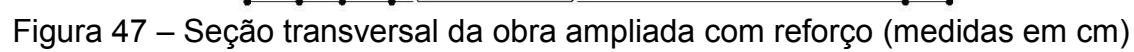


Figura 46 – Forma da obra ampliada com reforço (medidas em cm)



5.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS DA OBRA REFORÇADA E AMPLIADA

5.2.1. Cargas permanentes da obra ampliada reforçada

Os valores das cargas permanentes são dados em função do volume dos elementos mostrados pelo projeto de reforço da obra ampliada e pelas seguintes considerações de peso específico:

PESO ESPECÍFICO DO CONCRETO ARMADO = 25 kN/m³ (NBR 6120:1980);

PESO ESPECÍFICO DO PAVIMENTO RÍGIDO = 25 kN/m³;

- VIGAS LONGARINAS + LAJES + BARREIRAS RÍGIDAS (CP_{VL}): Para as cargas permanentes distribuídas em cada viga longarina foi usada a área da seção transversal dos elementos e o peso dividido entre duas vigas:

$$CP_{VL} = \frac{5,26 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3}{2 \text{ vigas}} = 65,75 \text{ kN/m} \text{ (distribuída ao longo da viga);} \quad (\text{Eq. 43})$$

- PAVIMENTO (CP_{PV}): O pavimento original deverá ser substituído por pavimento rígido. É comum que nele haja o reforço das lajes, que pode ser feito em concreto armado ou até mesmo protendido, portanto, foi adotado o peso específico deste pavimento como sendo igual ao do concreto armado, 25 kN/m³.

$$CP_{PV} = \frac{0,07 + 0,15}{2} \text{ m} \times \frac{12,00 \text{ m}}{2 \text{ vigas}} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 16,50 \text{ kN/m} \text{ (distribuída ao longo da viga);} \quad (\text{Eq. 44})$$

- RECAPEAMENTO (CP_{RECAP}): Conforme a NBR 7187:2003, deve-se considerar uma adicional de 2 kN/m² visando atender a um possível recapeamento futuro.

$$CP_{RECAP} = \frac{12,00 \text{ m}}{2 \text{ vigas}} \times 2 \text{ kN/m}^2 = 12,00 \text{ kN/m} \text{ (distribuída ao longo da viga);} \quad (\text{Eq. 45})$$

- VIGAS TRANSVERSINAS (CP_{VT}):

$$CP_{VT} = 0,42 \text{ m}^2 \times 2,4 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 25,2 \text{ kN} \text{ (concentrada);} \quad (\text{Eq. 46})$$

- BLOCOS DE ANCORAGEM PARA O REFORÇO (CP_{BLA}):

$$CP_{BLA} = 2 \times 0,4 \text{ m} \times 0,8045 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 16,1 \text{ kN} \text{ (concentrada);} \quad (\text{Eq. 47})$$

- BLOCOS DESVIADORES PARA O REFORÇO (CP_{BLD}):

$$CP_{BLD} = 0,93m^2 \times 0,8m \times 25kN / m^3 = 18,6kN \text{ (concentrada);} \quad (\text{Eq. 48})$$

Segue abaixo, na Figura 48, o esquema de cargas permanentes da obra ampliada e reforçada.

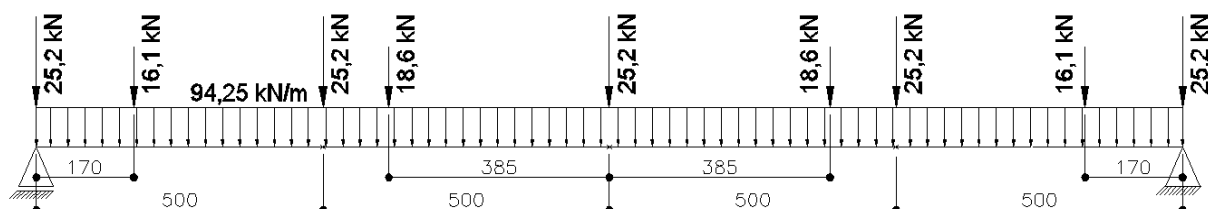


Figura 48 – Esquema estático para cargas permanentes – Obra alargada e reforçada (medidas em cm)

5.2.2. Cargas móveis das normas vigentes atualmente

- Coeficiente de impacto φ para vão L de 20 m:

Será considerado o cálculo de coeficiente de impacto vertical CIV previsto pela NBR 7188:2013 por ser mais atual, lembrando-se que o cálculo pela NBR 7187:2003 ainda é válido e é semelhante ao calculado pela norma de projeto da ponte.

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{20 + 50} \right) = 1,303 \quad (\text{Eq. 49})$$

Sendo Liv = vão da viga isostática

- Carga por roda do veículo padrão TB-450:

$$75 \text{ kN/roda} \times CIV = 97,725 \text{ kN/roda;} \quad (\text{Eq. 50})$$

- Multidão, pela linha de influência:

- Multidão “p” na pista (Figura 26, p. 66):

$$5 \times CIV = 6,515 \text{ kN/m}^2; \quad (\text{Eq. 51})$$

Para o cálculo da reação do trem-tipo na viga longarina, foi traçada a linha de influência para a viga analisada e desenhado o veículo padrão TB-450, conforme a Figura 49. Da mesma forma que no caso anterior de projeto, além da carga do veículo padrão, que gerará uma reação RTB-450 por eixo na viga, a carga de multidão “p” gerará dois valores para carga na viga, um valor M1 relativo à seção transversal que corta o veículo padrão e outro valor M2 relativo à seção transversal fora dele, formando o esquema de cargas da Figura 50.

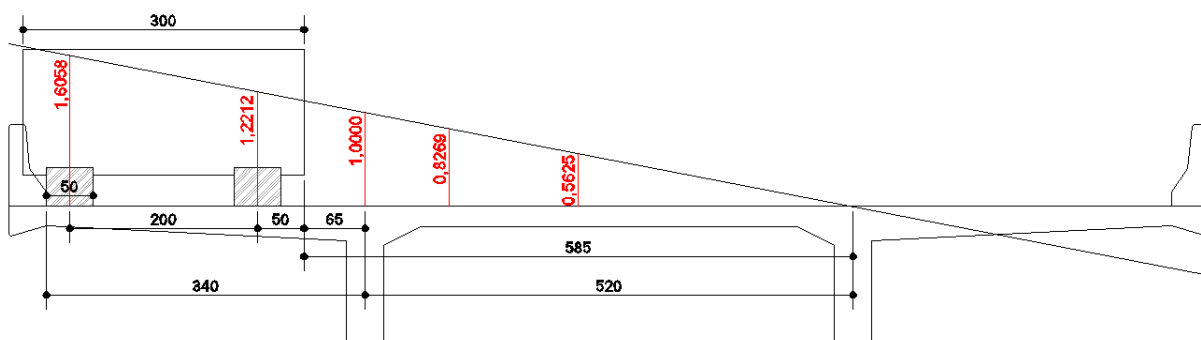


Figura 49 – Linha de influência na seção transversal para a viga longitudinal – TB-450 da NBR 7188:2013 (Unidades em cm)

$$RTB-450 = 97,725 \times (1,6058 + 1,2212) = 276,27 \text{ kN/eixo} \quad (\text{Eq. 52})$$

$$M1 = 6,515 \times 0,5625 \times 5,85 = 21,44 \text{ kNm} \quad (\text{Eq. 53})$$

$$M2 = 6,515 \times 0,8269 \times (5,2+3,4) = 46,33 \text{ kNm} \quad (\text{Eq. 54})$$

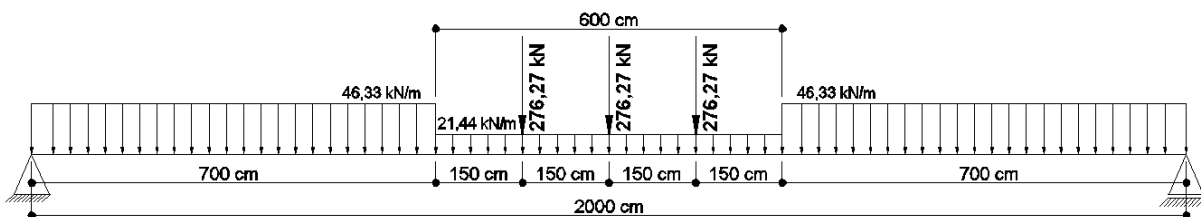


Figura 50 – Esquema de cargas móveis na viga longitudinal – TB-450 (medidas em cm)

5.2.3. Cálculo dos esforços da obra ampliada na viga longitudinal

As cargas permanentes geraram os diagramas de momento fletor da Figura 51 e força cortante da Figura 52. As cargas móveis geraram a envoltória de momentos fletores da Figura 53 e de forças cortantes da Figura 54, sendo que para a obtenção do maior valor dos esforços, o trem-tipo foi deslocado ao longo da estrutura, descrevendo diagramas de envoltória de esforços. No cálculo apresentado, tomaram-se apenas os valores máximos como base, porém, para o dimensionamento final e correta verificação da estrutura, é aconselhável que se tome não só as seções principais, mas ao menos dez seções por vão.

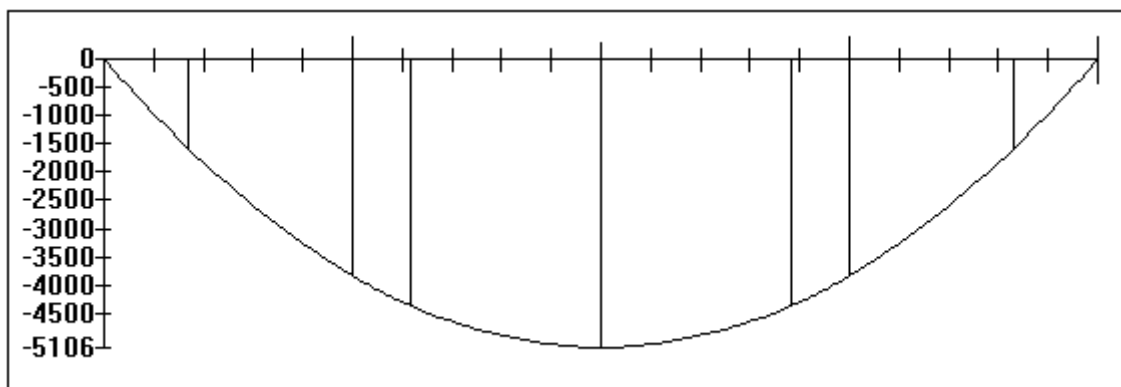


Figura 51 – Momento fletor da obra ampliada e reforçada – Cargas permanentes (Unidades em kN.m)

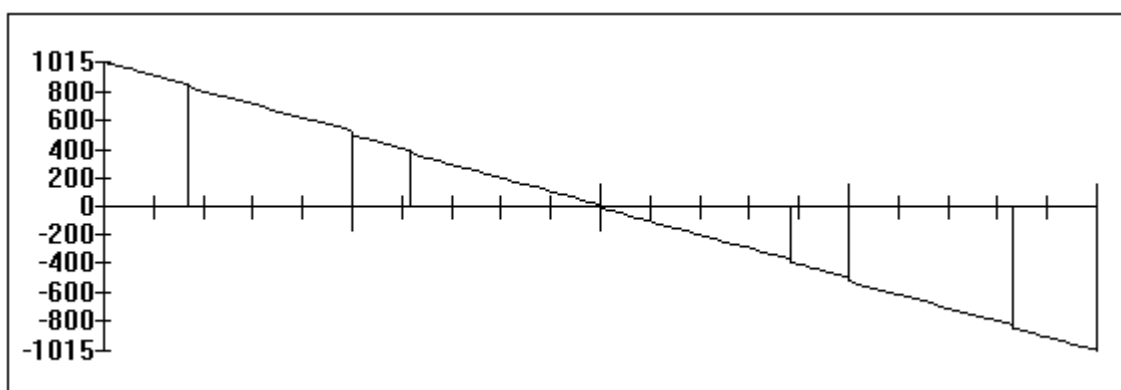


Figura 52 – Força cortante da obra ampliada e reforçada – Cargas permanentes (Unidades em kN)

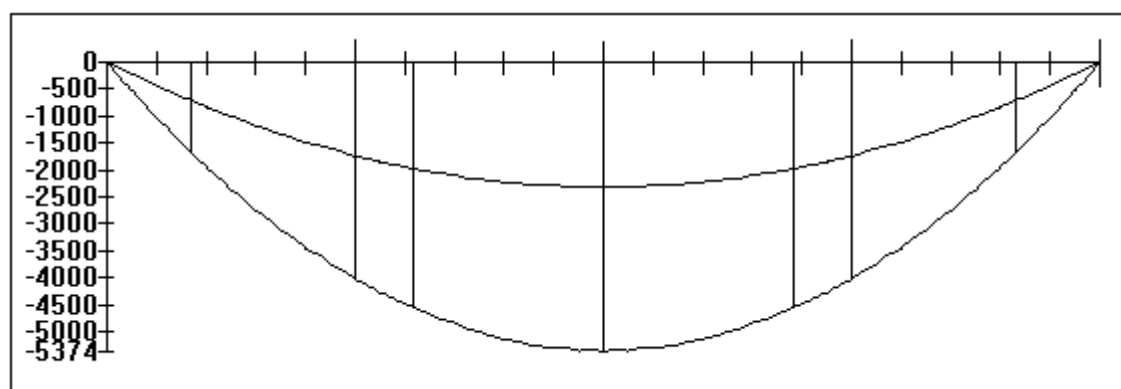


Figura 53 – Envoltória de momentos fletores da obra ampliada e reforçada – Cargas móveis (Unidades em kN.m)

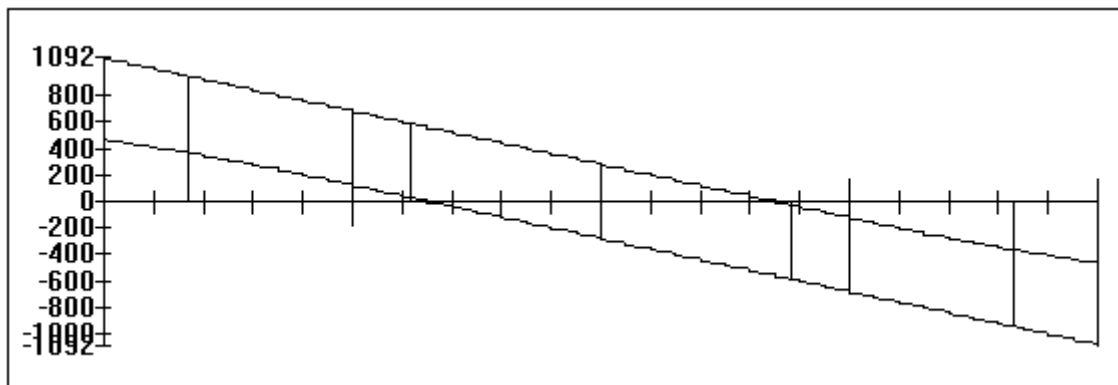


Figura 54 – Envoltória de forças cortantes da obra ampliada e reforçada – Cargas móveis (Unidades em kN)

5.2.4. Resumo dos esforços

Na Tabela 9 estão organizados os valores de momentos fletores e forças cortantes de projeto e após a ampliação e reforço da obra, sendo que foram utilizadas as seguintes fórmulas para o cálculo das ações de cálculo:

$$S_d = S_{G,k} \times \gamma_G + S_{Q,k} \times \gamma_Q; \quad (\text{Eq. 55})$$

Sendo:

S_d = Valor de cálculo da solicitação;

$S_{G,k}$ = Valor característico da solicitação das cargas permanentes;

$S_{Q,k}$ = Valor característico da solicitação das cargas acidentais;

γ_G = Coeficiente de ponderação para cargas permanentes;

γ_Q = Coeficiente de ponderação para cargas acidentais;

Foram tomados, para a obra original: $\gamma_G = \gamma_Q = 1,4$ (NB-1:1978);

Para a obra ampliada reforçada: $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$ (NBR 8681:2003);

Tabela 9 – Resumo dos esforços

Esforço	S _k	S _d	ΔS _d
M _{0G} (kN.m)	3630,00	9262,40	5691,39 (61,4%)
M _{0Q} (kN.m)	2986,00		
M _{FG} (kN.m)	5106,25	14953,79	
M _{FQ} (kN.m)	5373,50		
V _{0G} (kN)	713,40	1847,16	1160,64 (62,8%)
V _{0Q} (kN)	606,00		
V _{FG} (kN)	1015,00	3007,80	
V _{FQ} (kN)	1091,70		

Onde:

S_k = Valor característico da solicitação;

ΔS_d = Variação da solicitação de cálculo;

M_{0G} = Momento fletor inicial máximo devido às cargas permanentes;

M_{0Q} = Momento fletor inicial máximo devido às cargas móveis;

M_{FG} = Momento fletor máximo devido às cargas permanentes da obra ampliada e reforçada;

M_{FQ} = Momento fletor máximo devido às cargas móveis da obra ampliada e reforçada;

V_{0G} = Força cortante máxima inicial devido às cargas permanentes;

V_{0Q} = Força cortante máxima inicial devido às cargas móveis;

V_{FG} = Força cortante máxima devido às cargas permanentes da obra ampliada e reforçada;

V_{FQ} = Força cortante máxima devido às cargas móveis da obra ampliada e reforçada;

As armaduras longitudinais iniciais são estimadas, em valor efetivo, de 24 barras de 25 mm, ou seja, 120 cm² de aço CA-50, mas, por segurança, será utilizado apenas o valor de cálculo 118 cm².

A Figura 56 apresenta a seção utilizada para cálculo da estrutura ampliada e reforçada:

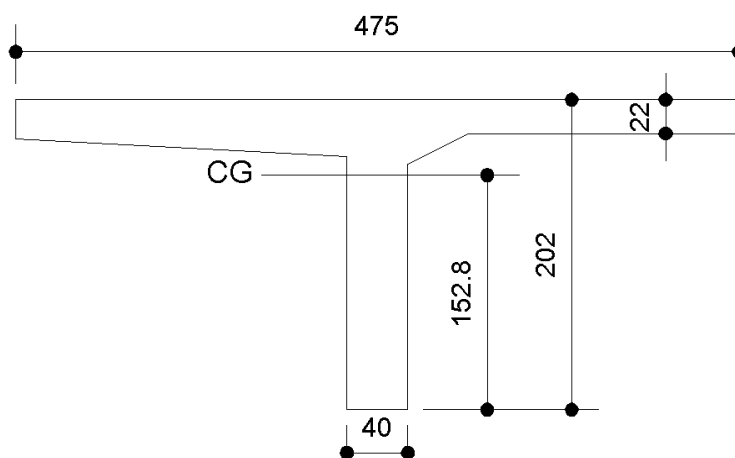


Figura 56 – Seção T considerada (medidas em cm)

5.3.2. Armaduras necessárias sem protensão

Com base nos esforços apresentados pela Tabela 9 do subitem 5.2.4, ao se utilizar as cargas de projeto da ponte e a seção resistente considerada pelas normas vigentes em sua concepção, nota-se a necessidade de aproximadamente 118 cm^2 de barras equivalentes em aço CA-50 para as armaduras longitudinais e também aproximadamente $17,8 \text{ cm}^2$ equivalentes a estribos de 90° em aço CA-50 para cisalhamento, conforme o apresentado no subitem 4.3.4 e tomado como armadura existente.

Com os valores de esforços finais da obra ampliada, também apresentados pela Tabela 9 e utilizando-se a seção resistente considerada pelas normas atuais, presente no subitem 5.3.1, sem contar com o reforço em protensão externa, seria necessário a existência de armaduras longitudinais equivalentes a aproximadamente 190 cm^2 de aço CA-50 ao meio do vão para combate aos momentos fletores e também o equivalente a aproximadamente $33 \text{ cm}^2/\text{m}$ de estribos a 90° de aço CA-50 para combate aos esforços cisalhantes na região dos apoios.

Constatando-se em campo que existe efetivamente área de aço igual ou superior a estes valores, o reforço estrutural da obra não seria necessário, pois as vigas como estão já suportariam o acréscimo de esforços gerados pela ampliação.

Porém, não se confirmando a referida quantidade de aço, e sim a armadura calculada pelas normas vigentes na concepção da ponte, o reforço estrutural torna-se necessário.

Não é o foco deste trabalho a análise dos esforços cisalhantes, porém, é interessante salientar que o reforço estrutural não está sendo executado até os apoios e sim a 1,70 m deles. O reforço por protensão externa absorve parte dos esforços cisalhantes, como será explorado no CAPÍTULO 6, porém, possui influência apenas entre os blocos de ancoragem. Isto implica em uma região sem reforço em que há significativo aumento da solicitação dos esforços cortantes.

Sobre esta questão, pode-se considerar que parte da carga é transferida de forma direta para o apoio. Outro fator interessante é que, ao se fazer a protensão externa, o esforço cisalhante é aliviado entre os blocos de ancoragem. Destes pontos até os apoios, seu valor passa a ser o mesmo da ponte ampliada sem reforço, porém, o mecanismo de transferência pode diferir, pois a carga, sendo suspensa até um ponto próximo do apoio, também pode ser transferida aos apoios como se fosse um consolo. Neste caso a viga longarina pode ser verificada como um consolo solicitado pelas forças verticais na região dos blocos de ancoragem.

5.3.3. Cálculo do reforço por monocordoalhas engraxadas

O cálculo consistirá em adotar uma área de aço de protensão e verificar o momento fletor resistente, que deve ser maior que o solicitante. Para tanto, seguem as seguintes características:

- Viga de concreto C25;

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

- Largura colaborante

$$b_f = 475 \text{ cm};$$

- Armadura passiva CA-50;

$d_s = 187 \text{ cm}$ (distância da fibra mais comprimida do concreto ao c.g. das armaduras passivas);

$$\text{Módulo de elasticidade } E_s = 210 \text{ GPa};$$

$$\text{Tensão de escoamento } f_{yk} = 500 \text{ MPa};$$

- Armadura ativa CP 190 RB

$d_p = 219,5$ cm (distância da fibra mais comprimida do concreto ao c.g. das armaduras ativas);

$E_p = 200$ GPa;

Tensão de escoamento convencional $f_{pyk} = 1710$ MPa;

Resistência à tração $f_{ptk} = 1900$ MPa;

5.3.3.1. Primeira Estimativa da área de aço de protensão

De acordo com a NBR 6118:2014, para pós-tração com cordoalhas engraxadas, tensão máxima σ_{pi} aplicada pelo aparelho de protensão será de:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,8 \times f_{ptk} = 0,8 \times 1900 = 1520 \text{ MPa} \\ 0,88 \times f_{pyk} = 0,88 \times 1710 = 1504,8 \text{ MPa} \end{cases} \therefore \sigma_{pi} = 1504,8 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 59})$$

Será considerada, inicialmente, perda protensão total em 15 %, valor que deve ser confirmado posteriormente (como sendo menor ou igual), portanto, após as perdas, a tensão de pré-alongamento:

$$\Delta\sigma_{pi} = 1504,8 \times (1 - 0,15) = 1279,08 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 60})$$

Para esta tensão, a deformação de pré-alongamento $\Delta\varepsilon_{pi}$ será de:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \frac{\Delta\sigma_{pi}}{E_p} = \frac{1279,08}{200000} = 6,40 \text{ ‰} \quad (\text{Eq. 61})$$

Será tomada a distância da fibra mais comprimida ao centro de gravidade das armaduras como sendo a média ponderada $d_{méd}$ entre d_p e d_s . Para a estimativa, será considerado que a armadura ativa de reforço equivale a 62% da armadura passiva existente, correspondente ao aumento de solicitações.

$$d_{méd} = \frac{1 \times 187 + 0,62 \times 219,5}{1 + 0,62} = 199,44 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 62})$$

Por equilíbrio de esforços, nota-se tratar do início do domínio 2, ou seja, 2a (FUSCO, 1981), em que o encurtamento máximo do concreto ε_c é menor que 2‰, portanto, utilizando-se da tensão do concreto σ_{cd} dada pela equação presente no item 8.2.10.1 da NBR 6118:2014, e utilizando-se do conceito da equação de compatibilidade de deslocamentos para o domínio 2, encontra-se:

$$x = 19,605 \text{ cm}; \quad z = 191,5981 \text{ cm}$$

Sendo:

z = distância entre o c.g. das armaduras e a força resultante de compressão (braço de alavanca);

x = distância entre a fibra mais comprimida e a linha neutra;

A laje possui espessura $h_f = 22$ cm, logo, $x < h_f$, ou seja, a linha neutra corta apenas a laje. Desta forma o cálculo da viga pode ser feito como uma seção retangular com a largura da viga sendo igualada à largura colaborante ($b_w = b_f$).

Neste início do domínio 2, a ruptura ocorre por tração nas armaduras, ou seja, a armadura passiva encontra-se em deformação de 10‰ valor de variação da deformação também da armadura ativa, $\Delta\varepsilon_{pd}$ causado pelas cargas últimas e conhecendo-se a deformação de pré-alongamento $\Delta\varepsilon_{pi}$, é possível determinar o valor da deformação total do aço de protensão ε_{pd} :

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{pd} = 6,4 + 10 = 16,4 \text{ ‰} \quad (\text{Eq. 63})$$

Este alongamento está entre a deformação última e a deformação de escoamento convencional, valores estes fixados pela categoria do aço.

Desta forma, por interpolação, determina-se a tensão na armadura de protensão σ_{pd} (para o aço CP 190):

$$\sigma_{pd} = 153,172 \text{ kN/cm}^2$$

Considerando-se o acréscimo $\Delta\sigma_p$ na tensão das cordoalhas engraxadas (item 17.2.2 da NBR 6118:2014) no caso das vigas com vão/altura útil menor ou igual a 35, segundo Carvalho (2012) tem-se:

$$A_p = \frac{M_d - \frac{f_{ck} \times b_c \times d \times z}{100}}{z \times (\sigma_{p\infty} + 7)} \quad (\text{Eq. 64})$$

Como um artifício para se chegar à armadura de protensão, considerando a tensão de $\Delta\sigma_p$ e também a contribuição das armaduras existentes, será utilizada a fórmula apresentada acima, então calculada uma área de aço de protensão fictícia $A_{p,total}$ como se houvesse apenas armadura protendida, para encontrar em seguida a força normal total, a qual é resistida pelas armaduras passivas e ativas.

$$A_{p,total} = \frac{14953,79 - \frac{25000 \times 4,75 \times 1,9944^2 \times 0,96068}{100}}{0,96068 \times 1,9944 \times (127,908 + 7)} = 40,30 \text{ cm}^2 \quad (\text{Eq. 65})$$

Encontrando-se a força normal total N_{td} :

$$N_{td} = A_{p,total} \times \sigma_{pd} = 40,30 \times 153,172 = 6126,88 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 66})$$

A força normal total é resistida pelas armaduras passivas A_s e ativas A_p , com suas respectivas tensões f_{yd} e σ_{pd} , como segue:

$$N_{td} = A_p \times \sigma_{pd} + A_s \times f_{yd} \Leftrightarrow 6126,88 = A_p \times 153,172 + 118 \times \frac{50}{1,15} \Leftrightarrow A_p = 6,51 \text{ cm}^2 \quad (\text{Eq. 67})$$

Cada viga terá dois cabos, logo, cada cabo deverá possuir 3,3 cm² de aço.

Para a escolha da armadura efetiva de protensão foi utilizando o catálogo comercial de produtos PROTENDE (2008):

2 cabos (um de cada lado da viga) com 4 cordoalhas engraxadas de 12,7mm, $A_{p,ef} = 7,896 \text{ cm}^2$.

5.3.3.2. Cálculo do momento resistente da seção na 1ª iteração

O momento resistente da seção deve ser menor que o solicitante.

Para a ponderação das ações, serão tomados os valores para combinação normal, tomando-se para cargas permanentes $\gamma_G = 1,35$, para cargas acidentais $\gamma_Q = 1,5$ (NBR 8681: 2003).

$$M_{sd} = 1,35 \times 5106,25 + 1,5 \times 5373,5 = 14953,69 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 68})$$

Para o cálculo, foram tomados os seguintes parâmetros:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- $b_w = b_f = 4,75 \text{ m}$;
- $d_s = 187 \text{ cm}$;
- $d_p = 219,5 \text{ cm}$;
- $A_s = 118 \text{ cm}^2$; CA-50; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$;
- $A_p = 7,896 \text{ cm}^2$ CP 190 RB
- $\Delta\varepsilon_{pi} = 6,4 \text{ ‰}$;
- $\sigma_{pd} = 1531,72 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{pi} = 1504,8 \text{ MPa}$.

Primeiramente, será calculada a força de tração total resistida pelos aços de protensão R_p e de armadura passiva R_s pela multiplicação de suas respectivas áreas e tensões máximas resistidas:

$$N_{td} = R_s + R_p = 118 \times 50/1,15 + 7,896 \times 153,172 = 6339,88 \text{ kN}$$

Esta força de tração se equilibra com a força de compressão, resistida pelo concreto, ou seja, $N_{td} = N_{cd} = 6339,88 \text{ kN}$.

Provavelmente a ruptura ocorra no domínio 2a, portanto, conforme o apresentado por Tozato et al. (2016) para este caso, tem-se que a força resultante de compressão no concreto para o bloco de tensão parábola retângulo é dada por:

$$N_{cd} = \frac{2}{3} \sigma_{c2a} \times x \times b_w \quad (\text{Eq. 69})$$

Sobre o valor da tensão, não se pode adotar simplesmente o valor de $\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd}$, pois provavelmente na ruptura o concreto se encontra no patamar elástico, logo, para encontrar a profundidade da linha neutra será adotada a seguinte equação do item 8.2.10.1 da NBR 6118:2014:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{Eq. 70})$$

Sendo:

ε_{c2} = deformação de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_c = deformação de encurtamento do concreto;

Para o domínio 2, a ruptura ocorre pela armadura escoando com seu alongamento máximo admissível, de 10 ‰, enquanto o concreto possui deformação de encurtamento ε_c . Isso configura a seguinte equação de compatibilidade de deformações:

$$\frac{d_s}{10\text{‰} + \varepsilon_c} = \frac{x}{\varepsilon_c} \quad \Leftrightarrow \quad \varepsilon_c = \frac{10\text{‰} \times x}{d_s - x} \quad (\text{Eq. 71})$$

Portanto, para se encontrar o valor de x serão substituídas as relações mencionadas na equação apresentada por Tozato et al. (2016), o que resulta na seguinte expressão:

$$N_{cd} = \frac{2}{3} \times 0,85 \times f_{cd} \times \left\{ 1 - \left[1 - \frac{\left(\frac{10\text{‰} \times x}{d_s - x} \right)}{\varepsilon_{c2}} \right]^n \right\} \times x \times b_w \quad (\text{Eq. 72})$$

Tem-se que, $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ (conforme já mencionado) e para concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa, $n=2$ e $\varepsilon_{c2} = 2$ ‰.

Assim sendo, substituindo-se os valores conhecidos na expressão acima, tem-se:

$$6339,88 = \frac{2}{3} \times 0,85 \times \frac{25000}{1,4} \times \left\{ 1 - \left[1 - \frac{\left(\frac{10\text{‰} \times x}{1,87 - x} \right)}{2\text{‰}} \right]^2 \right\} \times x \times 4,75 \quad (\text{Eq. 73})$$

Esta equação tem, portanto, $x = 17,337$ cm como uma de suas soluções.

Voltando às equações de compatibilidade de deformações para o domínio 2:

$$\varepsilon_c = \frac{10\text{‰} \times x}{d_s - x} = \frac{10\text{‰} \times 17,337}{187 - 17,337} = 1,022\text{‰} \quad (\text{Eq. 74})$$

Como $\varepsilon_c < 2$ ‰, confirma-se a hipótese de se tratar do domínio 2a.

O momento fletor resistente M_{rd} pode ser calculado pelo produto entre a força resistente das armaduras e a distância z (braço de alavanca) entre esta armadura e o centro de aplicação das forças do concreto N_{cd} .

Como existe armadura de protensão e armadura passiva, tem-se os braços de alavanca z_p e z_s , respectivamente.

$$z_s = d_s - \frac{2}{5}x \Leftrightarrow z_s = 187 - \frac{2}{5} \times 17,337 = 180,065 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 75})$$

E para o presente caso em que a armadura de protensão está mais distante que a armadura passiva, tem-se que:

$$z_p = d_p - \frac{2}{5}x = 219,5 - \frac{2}{5} \times 17,337 = 212,565 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 76})$$

Desta forma, calcula-se o momento resistente:

$$\begin{aligned} M_{rd} &= z_s \times R_s + z_p \times R_p = 1,80065 \times (118 \times 50/1,15) + 2,12565 \times (7,896 \times 153,172) \\ \Leftrightarrow M_{rd} &= 11808,98 \text{ kN.m} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 77})$$

O momento resistente M_{rd} deve ser maior que o momento solicitante $M_{sd} = 14953,69 \text{ kN.m}$, o que não ocorreu, portanto, deve-se aumentar a área de aço de protensão e recommençar o cálculo da força de compressão total no concreto para a nova armadura escolhida.

5.3.3.3. Segunda estimativa da área de aço de protensão

Para $M_{rd} = M_{sd}$, na equação anterior, tem-se como segunda estimativa de área de aço de protensão:

$$\begin{aligned} M_{rd} &= z_s \times R_s + z_p \times R_p \quad \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow 14953,69 &= 1,80065 \times (118 \times 50/1,15) + 2,12565 \times (A_p \times 153,172) \quad \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow A_p &= 17,555 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad (\text{Eq. 78})$$

Utilizando os catálogos comerciais, adota-se, para a segunda estimativa, o sistema com dois cabos de 7 cordoalhas de 15,2 mm ($A_{p,ef} = 19,6 \text{ cm}^2$)

5.3.3.4. Cálculo do momento resistente da seção na 2ª iteração

O momento resistente da seção deve ser menor que o mesmo momento fletor solicitante $M_{sd} = 14953,69 \text{ kN.m}$.

Para o cálculo, foram tomados os seguintes parâmetros:

- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- $b_w = b_f = 4,75 \text{ m}$;
- $d_s = 187 \text{ cm}$;
- $d_p = 219,5 \text{ cm}$;
- $A_s = 118 \text{ cm}^2$; CA-50; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$;
- $A_p = 19,6 \text{ cm}^2$ CP 190 RB;
- $\Delta\epsilon_{pi} = 6,4 \text{ ‰}$;
- $\sigma_{pd} = 1531,72 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{pi} = 1504,8 \text{ MPa}$.

Primeiramente, será calculada a força de tração total resistida pelos aços de protensão R_p e de armadura passiva R_s pela multiplicação de suas respectivas áreas e tensões máximas resistidas:

$$N_{td} = R_s + R_p = 118 \times 50/1,15 + 19,6 \times 153,172 = 8132,606 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 79})$$

Esta força de tração se equilibra com a força de compressão, resistida pelo concreto, ou seja, $N_{td} = N_{cd}$.

Segundo Tozato et al. (2016), para domínio 2a (provavelmente o presente caso) tem-se que:

$$N_{cd} = \frac{2}{3} \sigma_{c2a} \times x \times b_w; \quad (\text{Eq. 80})$$

Sendo σ_{c2a} a tensão no concreto, em patamar elástico, calculada pela seguinte equação do item 8.2.10.1 da NBR 6118:2014:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{Eq. 81})$$

Sendo:

ε_{c2} = deformação de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

ε_c = deformação de encurtamento do concreto;

Para tanto, novamente será utilizada a equação de compatibilidade para o domínio 2:

$$\frac{d_s}{10\% + \varepsilon_c} = \frac{x}{\varepsilon_c} \quad \Leftrightarrow \quad \varepsilon_c = \frac{10\% \times x}{d_s - x} \quad (\text{Eq. 82})$$

Substituídas as relações mencionadas na equação apresentada por Tozato et al. (2016), resulta na seguinte expressão:

$$N_{cd} = \frac{2}{3} \times 0,85 \times f_{cd} \times \left\{ 1 - \left[1 - \frac{\left(\frac{10\% \times x}{d_s - x} \right)}{\varepsilon_{c2}} \right]^n \right\} \times x \times b_w \quad (\text{Eq. 83})$$

Tem-se que, $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ e para concreto com $f_{ck} \leq 50$ MPa, $n = 2$ e $\varepsilon_{c2} = 2\%$.

Assim sendo, substituindo-se os valores conhecidos na expressão anterior, tem-se:

$$8132,606 = \frac{2}{3} \times 0,85 \times \frac{25000}{1,4} \times \left\{ 1 - \left[1 - \frac{\left(\frac{10\% \times x}{1,87 - x} \right)}{2\%} \right]^2 \right\} \times x \times 4,75 \quad (\text{Eq. 84})$$

Esta equação tem, portanto, $x = 20,10$ cm como uma de suas soluções.

Voltando às equações de compatibilidade de deformações para o domínio 2:

$$\varepsilon_c = \frac{10\% \times x}{d_s - x} = \frac{10\% \times 20,10}{187 - 20,10} = 1,204\% \quad (\text{Eq. 85})$$

Como $\varepsilon_c < 2\%$, confirma-se a hipótese de se tratar do domínio 2a.

O momento fletor resistente M_{rd} será calculado pelo produto entre a força resistente das armaduras e seus respectivos braços de alavanca (z_p e z_s), logo:

$$z_s = d_s - \frac{2}{5}x \Leftrightarrow z_s = 187 - \frac{2}{5} \times 20,10 = 178,960 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 86})$$

E para o presente caso em que a armadura de protensão está mais distante que a armadura passiva, tem-se que:

$$z_p = d_p - \frac{2}{5}x \Leftrightarrow z_p = 219,5 - \frac{2}{5} \times 20,10 = 211,460 \text{ cm} \quad (\text{Eq. 87})$$

Desta forma, calcula-se o momento resistente:

$$\begin{aligned} M_{rd} &= z_s \times R_s + z_p \times R_p = 1,7896 \times (118 \times 50/1,15) + 2,1146 \times (19,6 \times 153,172) \Leftrightarrow \\ M_{rd} &= 15529,79 \text{ kN.m} \end{aligned} \quad (\text{Eq. 88})$$

Nota-se que o momento resistente M_{rd} é maior que o momento fletor solicitante M_{sd} , portanto a armadura de protensão de dois cabos com 7 cordoalhas de 15,2 mm pode ser adotada para tal reforço.

Foi utilizada a protensão Nível 1, Parcial, em que trabalham juntas armadura ativa e passiva, admitindo tração no concreto com abertura de fissura até 0,2 mm na combinação frequente de ações (NBR 6118:2014), que deve ser verificado (ELS-W) na classe de agressividade II, bem como a segurança à ruptura da seção por excesso de força normal, fadiga nas armaduras ativa e passiva, flecha e verificação de seus efeitos de segunda ordem.

É recomendável também a verificação de cada décimo do vão a fim de não haver esforços maiores que os previstos nas seções principais, pois os esforços impostos pela protensão externa podem assumir altos valores no sentido oposto ao esperado pelas cargas solicitantes (permanente e móvel).

CAPÍTULO 6. INFLUÊNCIA DO POSICIONAMENTO DOS BLOCOS

Com a mudança na posição dos blocos de ancoragem e desviadores, também mudam os ângulos e excentricidades entre a força imposta pelo reforço e o c.g. da peça. Com isso mudam também os esforços gerados por este reforço. Este capítulo trata da análise paramétrica do posicionamento dos blocos desviadores e blocos de ancoragem.

6.1. DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES EFETUADAS

É fato que devem ser levadas em conta distâncias mínimas necessárias para que as transversinas ou outros elementos não atrapalhem a execução, ou seja, espaço definido pelo construtor para manobras com os cabos, para se colocar equipamentos, para a furação das vigas existentes desviando de armaduras principais, dentre outras distâncias mínimas que se determina com bom senso para cada caso.

Com o intuito de investigar o comportamento do reforço com o posicionamento dos blocos desviadores, estas distâncias mínimas não foram consideradas, ou seja, o posicionamento dos blocos desviadores foi modificado independente da posição das vigas transversinas.

Para isolar outros fatores que pudessem interferir na mudança de posicionamento, foi utilizada, para todos os casos de análise, uma mesma armadura com a mesma força normal aplicada nos cabos, sem mudanças nas características da ponte anteriormente demonstrada. Serão investigadas variações nos momentos fletores, forças cortantes e forças normais devido à geometria reforço.

Para tanto, primeiramente foram analisados 5 casos de modificação nos blocos desviadores, posteriormente outros 3 casos de modificações nos blocos de ancoragem, totalizando 8 casos:

- Caso 1: Com a mesma geometria do explicitado no CAPÍTULO 5, é tomado muitas vezes como referência. Trata-se de dois blocos desviadores locados aproximadamente nos terços do vão. A partir deste foram modificados os parâmetros de geometria para os demais casos;
- Caso 2: Trata-se de apenas um bloco desviador por viga longarina, centralizado ao meio do vão;
- Caso 3: Dois blocos desviadores por viga longarina foram locados em posição intermediária, entre o centro e os terços do vão (entre os dois casos anteriores);
- Caso 4: Dois blocos desviadores locados mais distantes um do outro, mais próximos aos blocos de ancoragem;
- Caso 5: Blocos desviadores deslocados no sentido vertical para baixo, deixando os cabos com maior excentricidade ao meio do vão;

Estes 5 primeiros casos, de mudança nos blocos desviadores, foram comparados, analisados e posteriormente seguiu-se a análise paramétrica em relação aos blocos de ancoragem:

- Caso 6: Blocos de ancoragem deslocados no sentido vertical para baixo, ou seja, os cabos ancorados mais próximo ao fundo da viga;
- Caso 7: Blocos de ancoragem e blocos desviadores rebaixados, ou seja, ancoragens mais próximas ao fundo das vigas, enquanto que os cabos ficam com maior excentricidade ao meio do vão;
- Caso 8: Blocos de ancoragem deslocados no sentido vertical para cima, ficando as ancoragens no nível da laje, portanto mais altas que o c.g. da peça.

Os casos de 1 a 5 foram analisados e comparados com os casos de 6 a 8, concluindo-se a análise paramétrica.

A área de aço, que se tomou como constante para todos os casos de análise, é de $A_{p,ef} = 13,818 \text{ cm}^2$ correspondente, para cada viga, a dois cabos de 7 cordoalhas de 12,7 mm de diâmetro nominal.

Com o valor da área de aço efetiva $A_{p,ef}$ e da tensão inicial de protensão σ_{pi} , encontra-se o valor da força inicial de protensão N_{pi} , a qual será considerada constante ao longo do cabo e decomposta, dando início à análise das cargas equivalentes.

$$N_{pi} = A_{p,ef} \times \sigma_{pi} = 13,818 \times 150,48 = 2079,333 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 89})$$

6.2. CASO 1: DESVIADORES AOS TERÇOS DO VÃO

6.2.1. Geometria

O primeiro caso de análise possui a mesma geometria mostrada na Figura 45 do item 5.1, página 102.

6.2.2. Cargas e esforços

Como se refere à mesma geometria do item 5.1, as cargas permanentes, cargas móveis e os esforços gerados por elas são os mesmos apresentados no mesmo item, da página 105 à página 109, com momento fletor solicitante de cálculo de $M_{sd} = 14954 \text{ kN.m}$.

6.2.3. Cargas equivalentes

Para analisar o comportamento da protensão, foi isolado o efeito gerado pela mesma, sendo analisados os esforços que o reforço aplica na estrutura.

A força de 2079,333kN aplicada pelos 2 cabos de 7 cordoalhas de 12,7mm será decomposta e serão determinadas as forças equivalentes em cada ponto de aplicação. Como a obra é simétrica, serão analisados dois pontos, o das ancoragens e o dos desviadores.

BLOCOS DE ANCORAGEM:

Conforme a Figura 45, a força terá incidência de $16,676^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e horizontal F_{HA} :

Sendo:

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 16,676^\circ = 596,684 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 90})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 16,676^\circ = 1991,882 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 91})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada a 116 cm do fundo da viga, conforme a Figura 45 da página 102, portanto fora do centro geométrico da viga T considerada, já mostrada na Figura 56 da página 112, o que implica em um momento concentrado aplicado M_A .

$$M_A = 1991,882 \times (1,528 - 1,160) = 733,01 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 92})$$

(Tractionando a parte superior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

A diferença entre as forças horizontais geradas pela inclinação dos cabos, que passam a ser horizontais nos blocos desviadores, é equivalente à aplicação de uma força horizontal F_{HB} :

$$F_{HB} = N_{pi} - F_{HA} = 2079,333 - 1991,882 = 87,451 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 93})$$

Esta força é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados M_B .

Pela mesma Figura 45 da página 102 (projeto), o ponto de aplicação desta força é 17,5 cm abaixo da viga, portanto:

$$M_B = 87,451 \times (0,175 + 1,528) = 148,93 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 94})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

A mudança de inclinação também gera uma força vertical F_{VB} , por equilíbrio, de módulo igual a F_{VA} , porém, de sentido contrário.

O sistema de protensão equivale, para a viga, como um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 57:

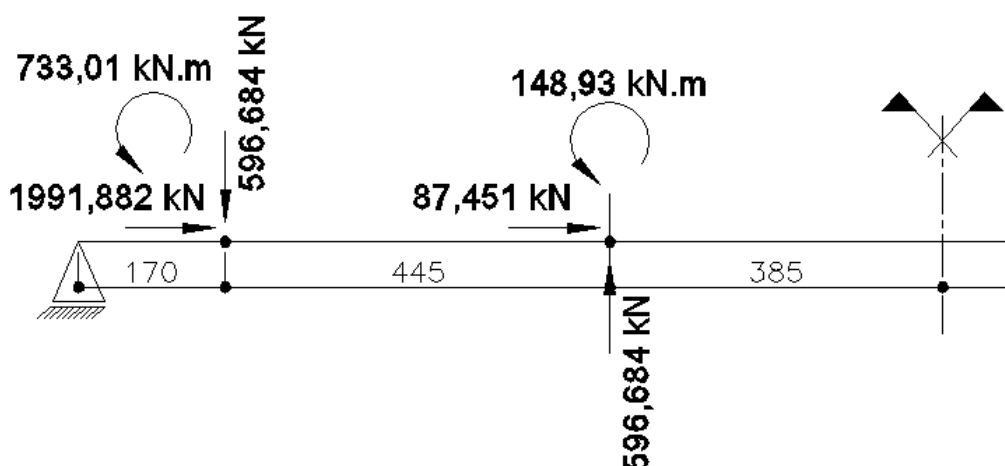


Figura 57 – Cargas equivalentes – Caso 1 (medidas em cm)

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados os seguintes esforços de momento fletor da Figura 58, de força cortante da Figura 59 e de força normal da Figura 60, obtidos através do software STRAP:

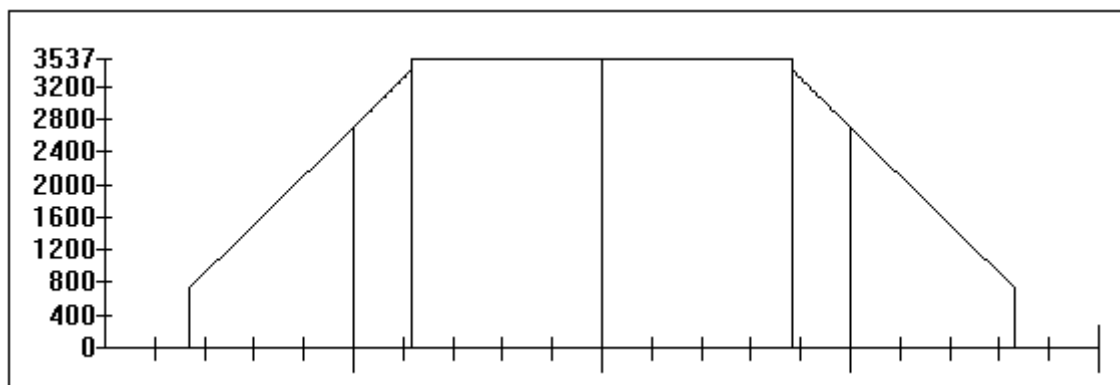


Figura 58 – Momento fletor devido à protensão externa – Caso 1
(Unidades em kN.m)

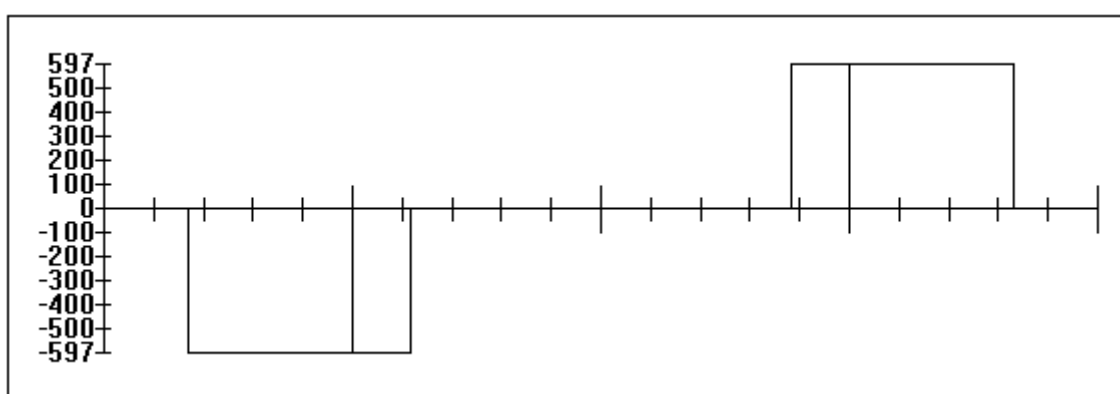


Figura 59 – Força cortante devido à protensão externa – Caso 1
(Unidades em kN)

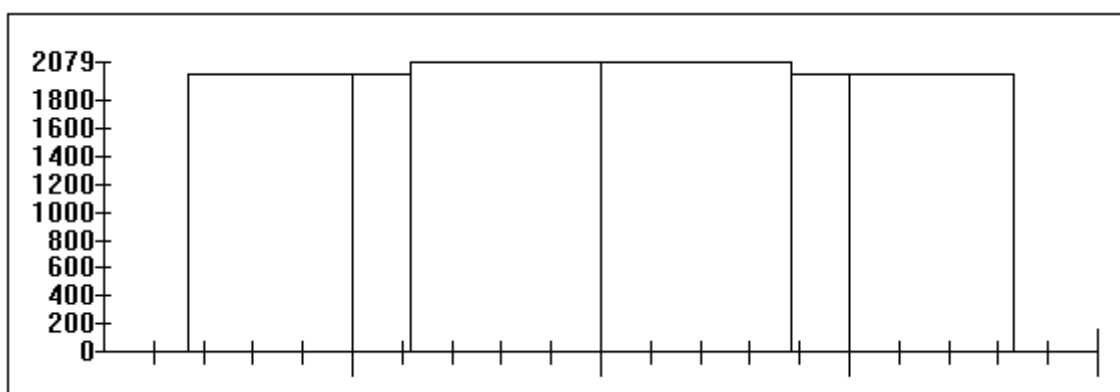


Figura 60 – Força normal devido à protensão externa – Caso 1
(Unidades em kN)

6.3. CASO 2: UM DESVIADOR CENTRALIZADO NO VÃO

6.3.1. Geometria

Neste caso, em relação ao Caso 1, a mudança principal foi o posicionamento horizontal longitudinal dos blocos desviadores centrais, os quais foram unidos no centro da obra e com isso os ângulos foram alterados, conforme o mostrado no corte longitudinal da Figura 61.

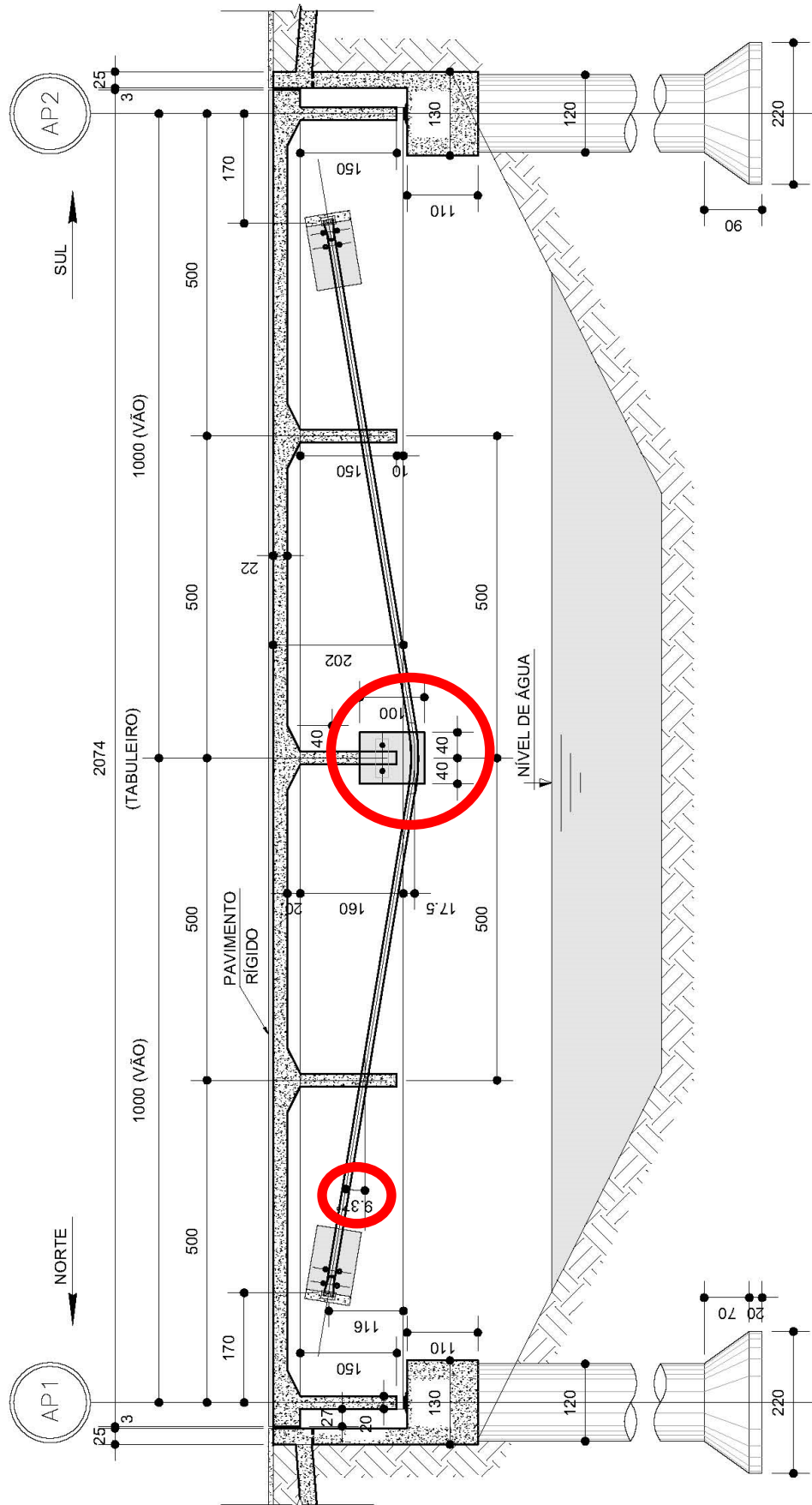


Figura 61 – Caso 2: Um desviador centralizado no vão (medidas em cm)

6.3.2. Mudança de cargas e esforços

Com o deslocamento no posicionamento horizontal dos blocos desviadores e também a exclusão de um conjunto deles, a única mudança além da própria protensão é em relação ao item 5.2.1, nas cargas permanentes, em que as cargas concentradas referentes aos blocos desviadores centrais diminuem para uma só carga por viga, concentrada ao meio do vão, se somando à carga da viga transversina central.

O que se deseja é verificar a influência do posicionamento dos blocos desviadores, portanto, ao se deslocar para uma posição entre a primeira do CAPÍTULO 5 e a apresentada neste item, provavelmente teria comportamento intermediário, desta forma, não foi considerada a redução de peso pela supressão dos mesmos, ou seja, para que a diminuição de peso não afetasse o momento solicitante, a carga concentrada central é a soma do peso de dois blocos desviadores e da viga transversina, o que resulta no seguinte esquema estático da Figura 62:

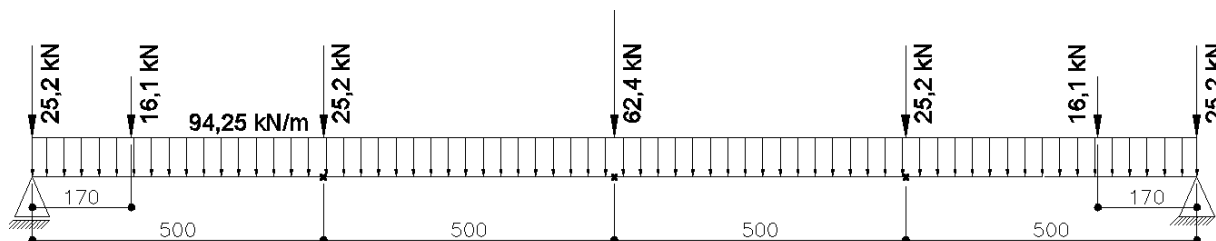


Figura 62 – Cargas permanentes – Caso 2 (medidas em cm)

Para o cálculo dos esforços, foi utilizado o software STRAP (Structural Analysis Programs versão 12.5 da Atir Engineering Software Development). As cargas permanentes geraram o esforço de momento fletor da Figura 63 e de força cortante da Figura 64, as cargas móveis geraram os mesmos esforços já exibidos no item 5.2.2.

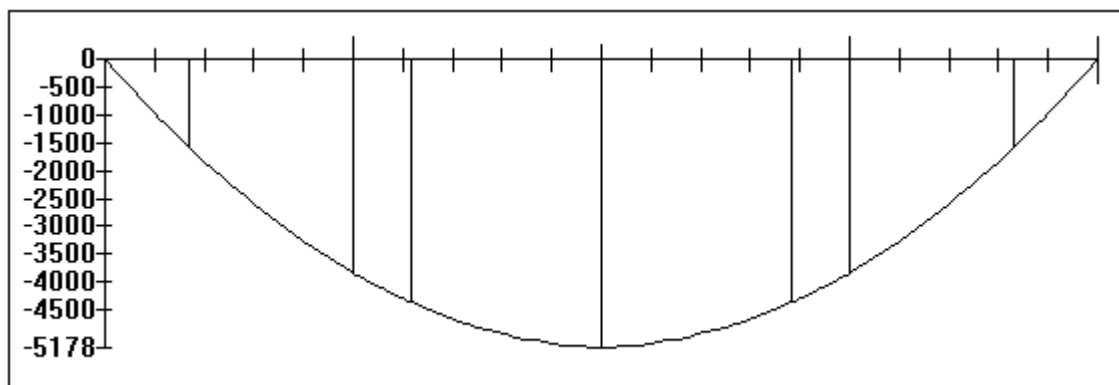


Figura 63 – Diagrama de momento fletor - Caso 2 – Cargas permanentes
(Unidades em kN.m)

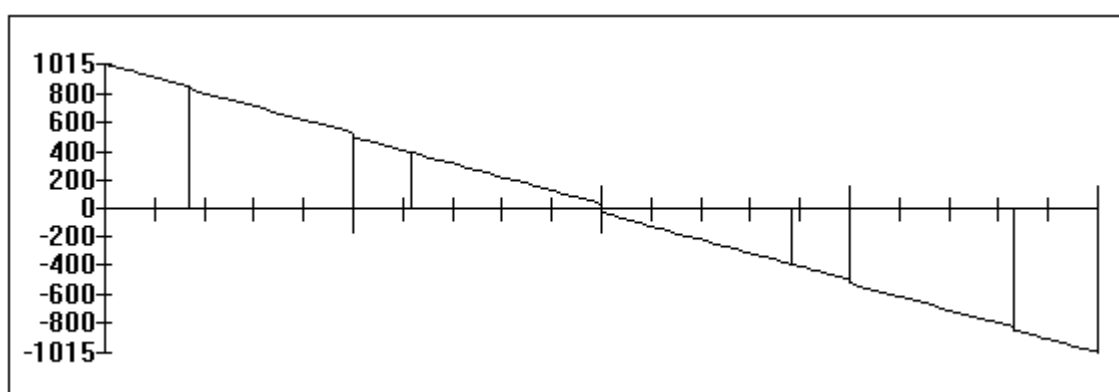


Figura 64 – Diagrama de força cortante - Caso 2 – Cargas permanentes
(Unidades em kN)

Ao se deslocar os blocos desviadores para a posição mais crítica deste esquema estático (meio do vão), nota-se um pequeno aumento do momento fletor em relação ao apresentado no item 5.2.1. Caso o peso dos blocos desviadores fosse diminuído, os esforços seriam um pouco menores, porém, esta análise é válida apenas para uma única posição, a central, o que não corresponde à avaliação comparativa do comportamento global da estrutura com o deslocamento longitudinal dos blocos desviadores.

6.3.3. Cargas equivalentes

Novamente a força de protensão será considerada constante em todo o cabo e a variação de sua inclinação no eixo do desviador central promovendo aplicação de força concentrada.

A seguir as forças serão decompostas e serão determinadas as cargas equivalentes em cada ponto de aplicação. Como a obra é simétrica, existem apenas os dois pontos a serem calculados, o das ancoragens e o do desviador central.

BLOCOS DE ANCORAGEM:

A força terá incidência de $9,373^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e horizontal F_{HA} :

Sendo:

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 9,373^\circ = 338,634 \text{ kN}; \quad (\text{Eq. 95})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 9,373^\circ = 2051,573 \text{ Kn} \quad (\text{Eq. 96})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada, conforme já mostrado anteriormente na Figura 56 da página 112 e na Figura 61 da página 128, portanto, gera um momento concentrado aplicado M_A .

$$M_A = 2051,573 \times (1,528 - 1,160) = 754,98 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 97})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

Por equilíbrio de esforços na viga simétrica, não há forças horizontais aplicadas no bloco desviador central, pois as mesmas se equilibram entre os blocos de ancoragem, apenas uma força vertical de módulo igual a duas vezes F_{VA} , geradas pela inclinação dos cabos ao equilibrar as forças verticais dos blocos de ancoragem das duas extremidades da obra.

Esta força é aplicada de baixo para cima na posição dos blocos de ancoragem e não geram excentricidades, ou qualquer momento fletor concentrado.

O sistema de protensão equivale, para a viga, a um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 65:

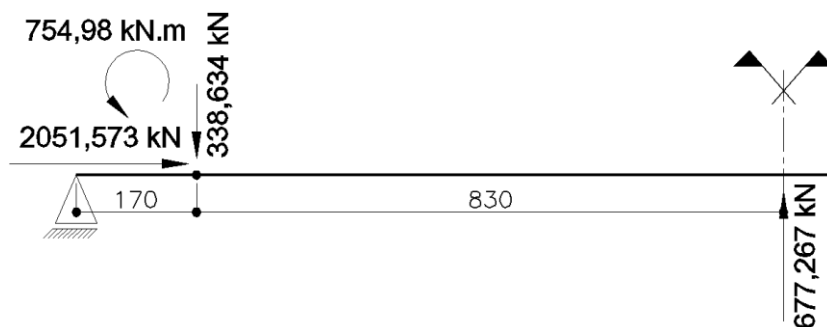


Figura 65 – Cargas equivalentes – Caso 2 (medidas em cm)

Nota-se que, com a diminuição do ângulo de inclinação dos cabos houve uma diminuição na força concentrada vertical e aumento na força concentrada horizontal e no momento fletor aplicado nos blocos de ancoragem.

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados os diagramas de momento fletor da Figura 66, de força cortante da Figura 67 e de força normal da Figura 68:

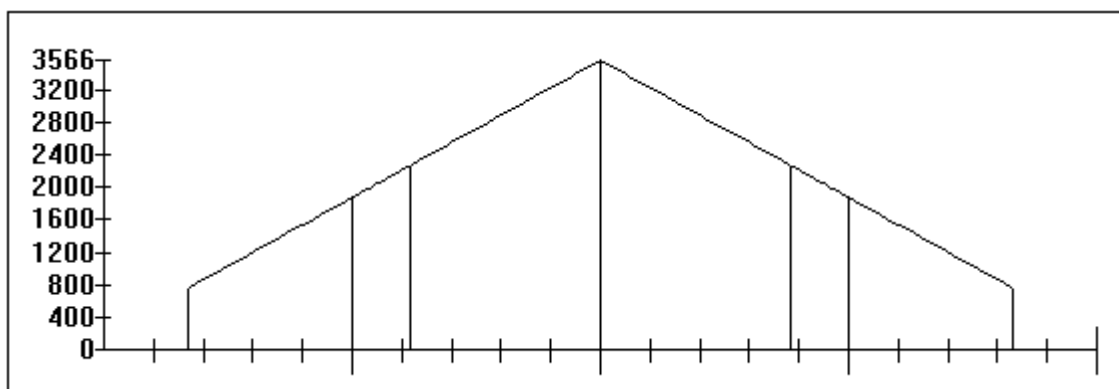


Figura 66 – Momento fletor devido à protensão externa – Caso 2 (Unidades em kN.m)

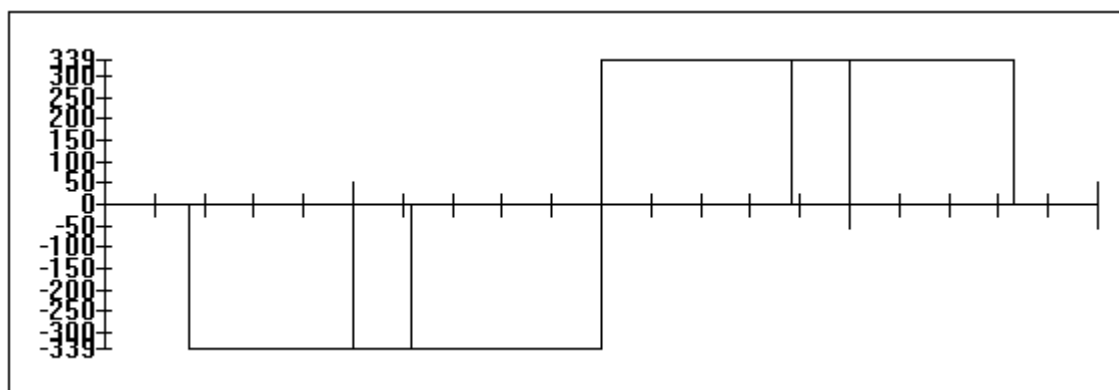


Figura 67 – Força cortante devido à protensão externa – Caso 2 (Unidades em kN)

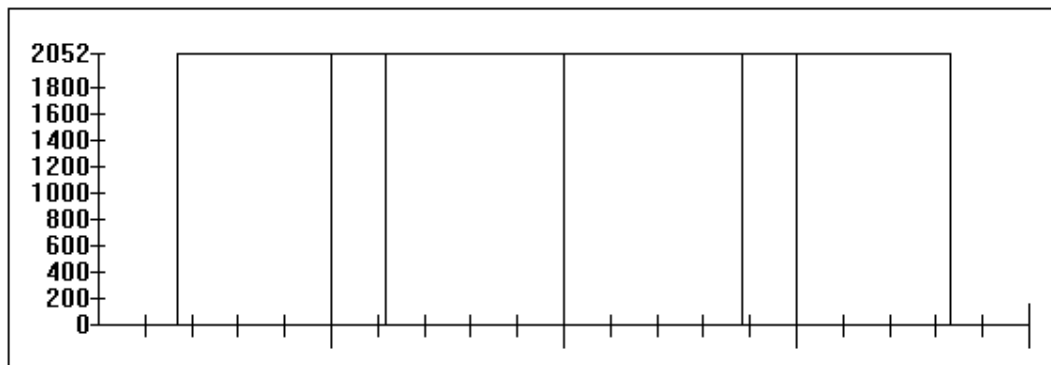


Figura 68 – Força normal devido à protensão externa – Caso 2
(Unidades em kN)

6.3.4. Influência da mudança de posição – Caso 2

O momento resistente da peça depende de suas características geométricas, dos materiais que a compõe e suas resistências mecânicas, ou seja, da resistência à compressão do concreto e quantidade de armadura passiva e de protensão e suas resistências à tração, assim como sua configuração na altura da seção transversal. Neste caso não houve mudança nestes parâmetros, portanto a seção resiste ao mesmo momento fletor do Caso 1.

Para a verificação da influência desta mudança de locação dos blocos desviadores, foi comparado o valor do momento fletor atuante, pois também leva em conta o valor do momento fletor devido às cargas permanentes que se modificaram devido à distância dos blocos desviadores ao centro da obra. Logo, tem-se:

$$M_{sd} = 1,35 \times 5177,86 + 1,5 \times 5373,5 = 15050,36 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 98})$$

Nota-se que ao se deslocar os blocos desviadores para o centro da peça, M_{sd} aumentou, ou seja, resultou em uma situação mais crítica, embora ainda tenha módulo menor que o momento fletor máximo resistente da peça.

6.4. CASO 3: DESVIADORES EM POSIÇÃO INTERMEDIÁRIA

6.4.1. Geometria

Neste caso, o posicionamento horizontal longitudinal dos blocos desviadores ficou conforme o apresentado na Figura 69, ou seja, entre o originalmente apresentado no Caso 1, locado aos terços, mostrado na Figura 45 do item 5.1 e o do Caso 2, centralizado constante na Figura 61 do item 6.3.

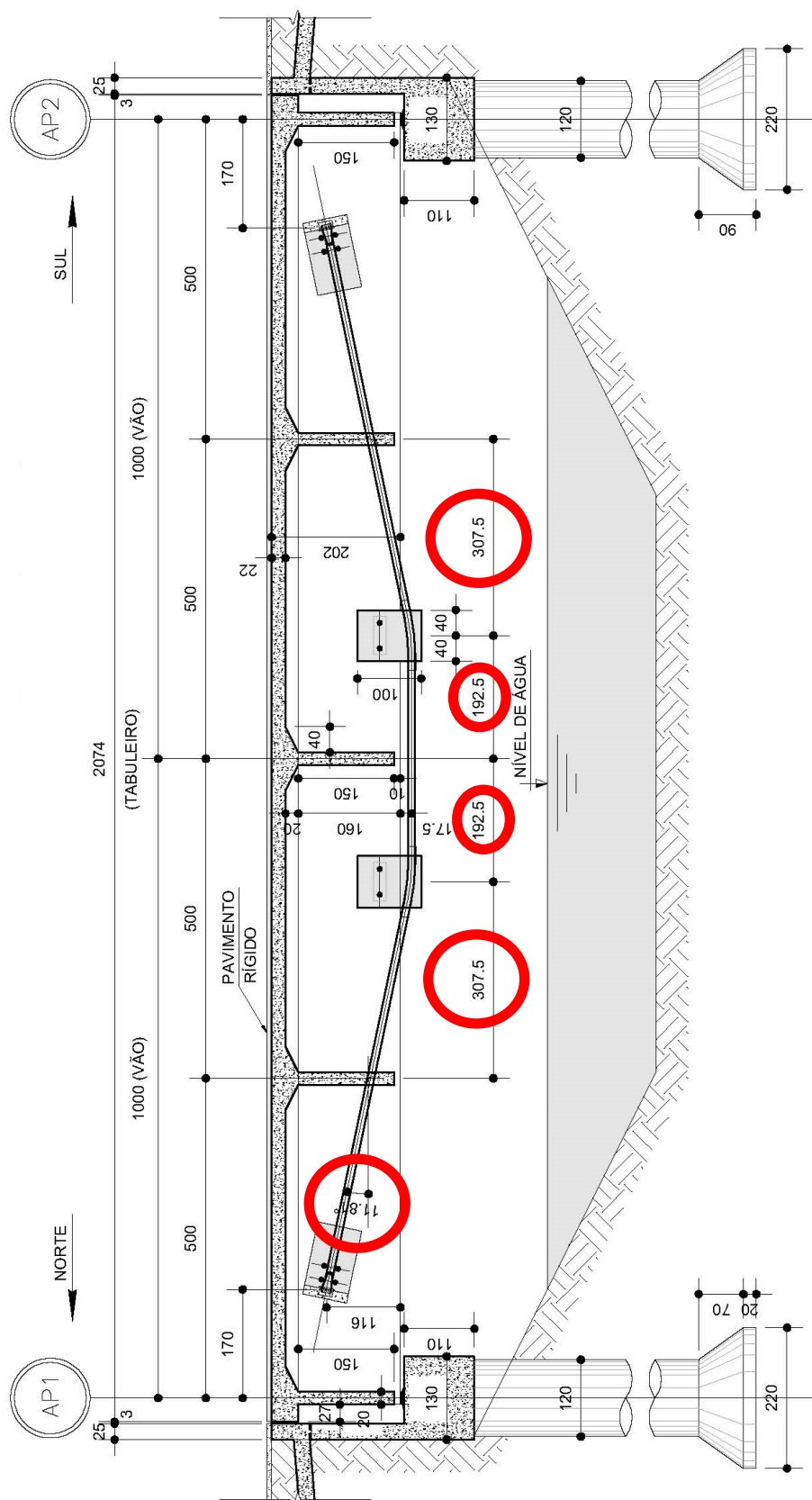


Figura 69 – Caso 3: Desviadores em posição intermediária (medidas em cm)

6.4.2. Mudança de cargas e esforços

Com o deslocamento no posicionamento horizontal dos blocos desviadores, a única mudança além da própria protensão, também é nas cargas permanentes, em que as cargas concentradas referentes aos blocos desviadores mudam de posição, ficando entre o centro e o terço da viga, o que resulta no seguinte esquema estático da Figura 70:

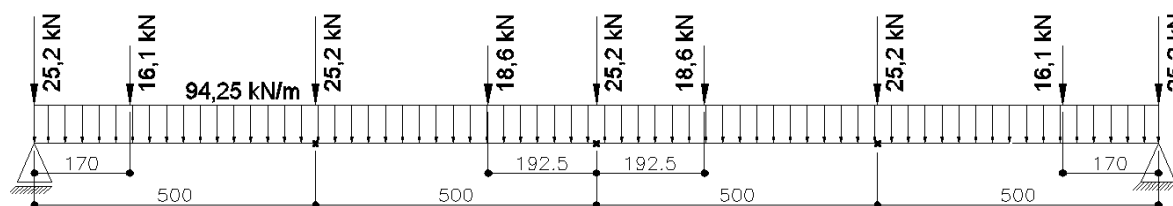


Figura 70 – Cargas permanentes – Caso 3 (medidas em cm)

As cargas permanentes geraram o esforço de momento fletor da Figura 71 e de força cortante da Figura 72, as cargas móveis geraram os mesmos esforços já exibidos no item 5.2.2.

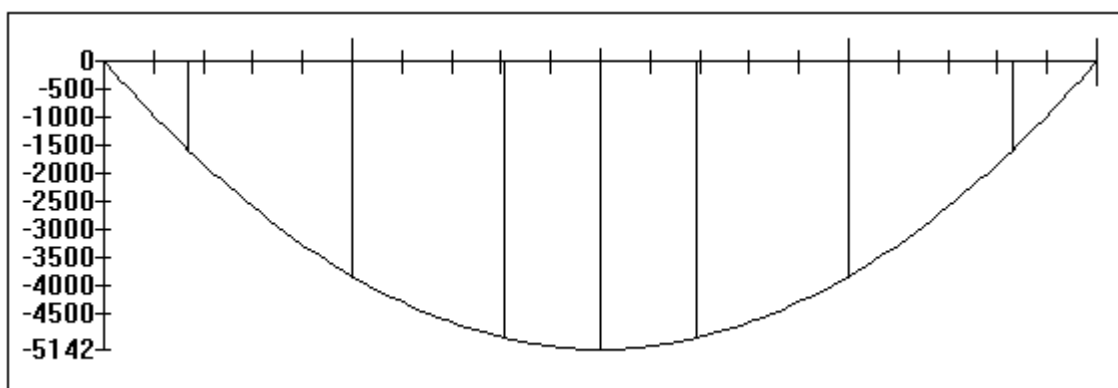


Figura 71 – Diagrama de momento fletor - Caso 3 – Cargas permanentes (Unidades em kN.m)

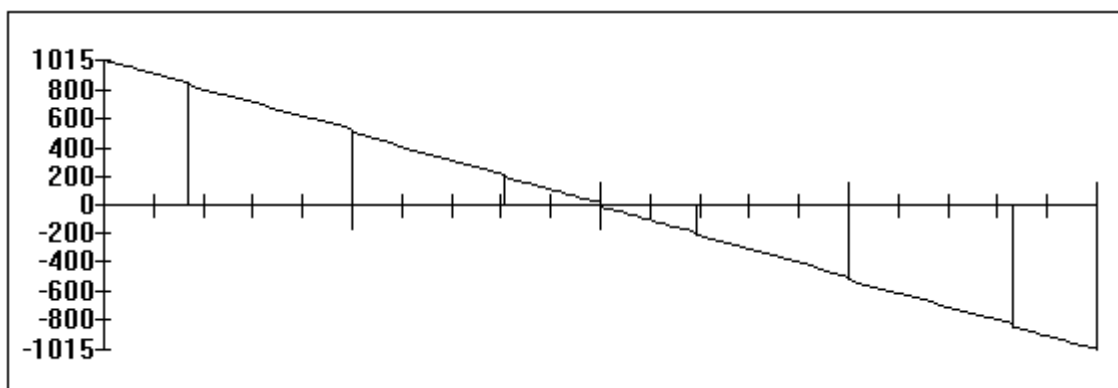


Figura 72 – Diagrama de força cortante - Caso 3 – Cargas permanentes (Unidades em kN)

Ao se deslocar os blocos desviadores para a posição intermediária (entre os terços e o meio do vão), nota-se que o valor do momento fletor também ficou entre os valores anteriormente analisados nos casos 1 e 2.

6.4.3. Cargas equivalentes

Ainda como base comparativa a armadura ativa de 2 cabos de 7 cordoalhas de 12,7 mm por viga, com o mesmo valor da área de aço efetiva $A_{p,ef}$ e da tensão inicial de protensão σ_{pi} , continua-se, portanto, com o mesmo valor da força inicial de protensão $N_{pi} = 2079,333\text{kN}$.

Novamente a força de protensão é considerada constante em todo o cabo e a variação de sua inclinação em seus pontos de desvio promove aplicação de forças concentradas nestes pontos com objetivo de gerar esforços na estrutura de sentido contrário aos da solicitação.

A seguir as forças serão decompostas e serão determinadas as cargas equivalentes nos dois pontos de aplicação, ou seja, nas ancoragens e nos desviadores.

BLOCOS DE ANCORAGEM:

A força terá incidência de $11,810^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e força horizontal F_{HA} :

Sendo

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 11,810^\circ = 425,556 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 99})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 11,810^\circ = 2035,320 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 100})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada conforme já mostrado anteriormente na Figura 56 da página 112 e na Figura 69 da página 134, portanto, gera um momento concentrado aplicado M_A .

A aplicação da força de protensão está sendo feita a 116 cm da base da viga, enquanto o c.g. a 152,8 cm. Desta forma, tem-se:

$$M_A = 2035,32 \times (1,528 - 1,160) = 749,00 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 101})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

Nos blocos desviadores, o cabo volta a se horizontalizar no sentido do meio do vão, portanto, com a mesma força de protensão N_{pi} . Esta diferença de força horizontal é equivalente à aplicação de uma força horizontal no ponto dos desviadores F_{HB} :

$$F_{HB} = N_{pi} - F_{HA} = 2079,333 - 2035,320 = 44,01 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 102})$$

Esta força é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados M_B , sendo o ponto de aplicação desta força 17,5 cm abaixo da face inferior da viga, portanto:

$$M_B = 44,01 \times (0,175 + 1,528) = 74,95 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 103})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

A mudança de inclinação também gera uma força vertical F_{VB} , por equilíbrio, de módulo igual a F_{VA} , porém, de sentido contrário.

O sistema de protensão equivale, para a viga, a um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 73:

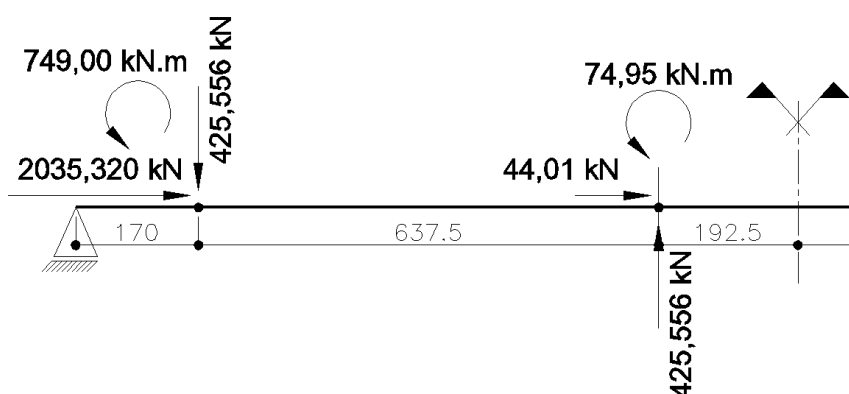


Figura 73 – Cargas equivalentes – Caso 3 (medidas em cm)

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados os diagramas de momento fletor da Figura 74, de força cortante da Figura 75 e de força normal da Figura 76:

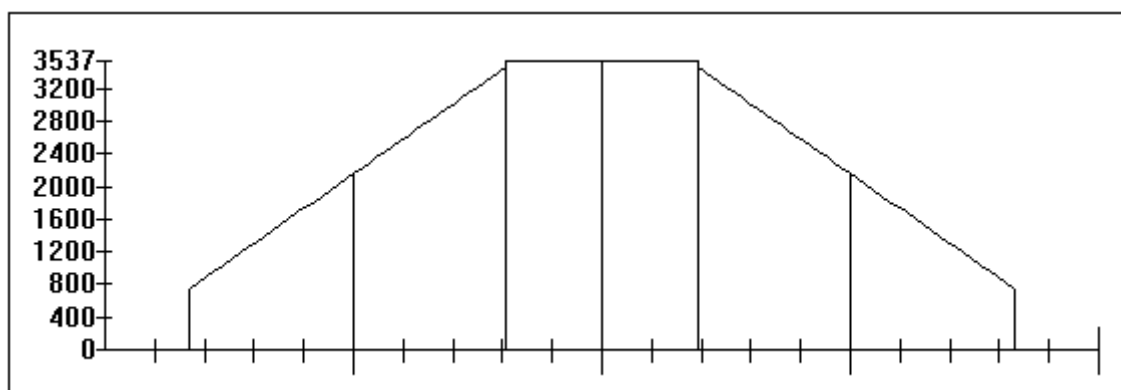


Figura 74 – Momento fletor devido à protensão externa - Caso 3
(Unidades em kN.m)

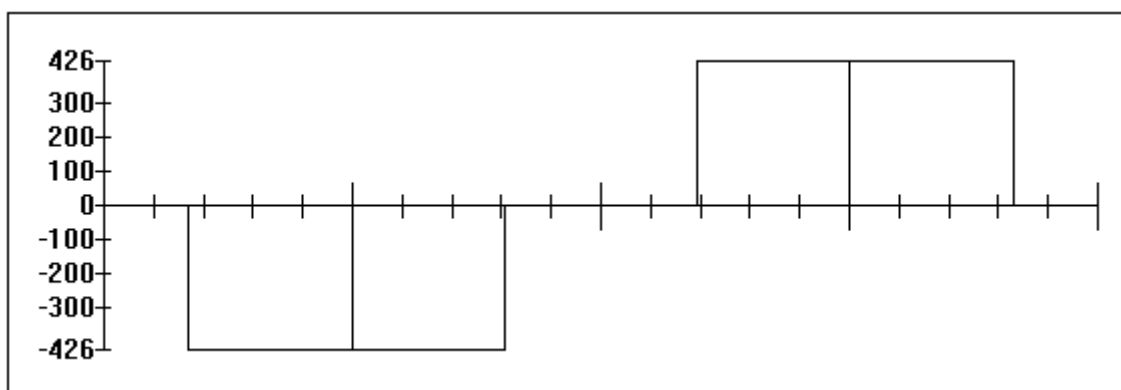


Figura 75 – Força cortante devido à protensão externa - Caso 3 (Unidades em kN)

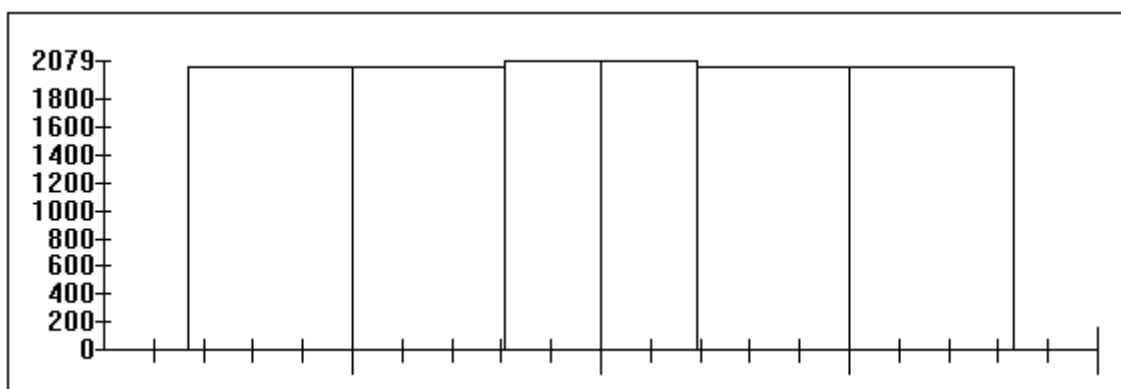


Figura 76 – Força normal devido à protensão externa - Caso 3 (Unidades em kN)

6.4.4. Influência da mudança de posição – Caso 3

A seção resiste ao mesmo momento fletor dos casos anteriores, pois não foram modificados os parâmetros, características e quantidades de aço, concreto ou geometria.

Para a verificação da influência desta mudança de locação dos blocos desviadores, foi comparado o valor do momento fletor atuante, que leva em conta o valor do momento fletor devido às cargas móveis e permanentes, as quais sofreram modificação devido à geometria do reforço.

Nota-se que neste caso o valor do momento fletor devido à protensão externa permaneceu o mesmo em relação ao efetuado inicialmente no Caso 1, ou seja, a única mudança foi em relação às cargas permanentes dos blocos desviadores.

Desta forma, tem-se o seguinte momento fletor solicitante:

$$M_{sd} = 1,35 \times 5142,25 + 1,5 \times 5373,5 = 15002,29 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 104})$$

Nota-se que ao se deslocar os blocos desviadores para o centro da peça, no caso para o local de momento fletor máximo, o momento fletor solicitante M_{sd} aumentou, neste caso apenas por conta da carga permanente dos desviadores ter se aproximado da posição mais crítica neste esquema estático (meio do vão) visto que não houve mudanças nos outros parâmetros ou valores de esforços, nem mesmo nos momentos fletores devido à protensão externa.

6.5. CASO 4: DESVIADORES AFASTADOS DO CENTRO DA OBRA

6.5.1. Geometria

Neste caso, o posicionamento horizontal longitudinal dos blocos desviadores ficou conforme o apresentado na Figura 77, ou seja, mais afastado do centro da obra, neste caso na mesma posição das vigas transversinas.

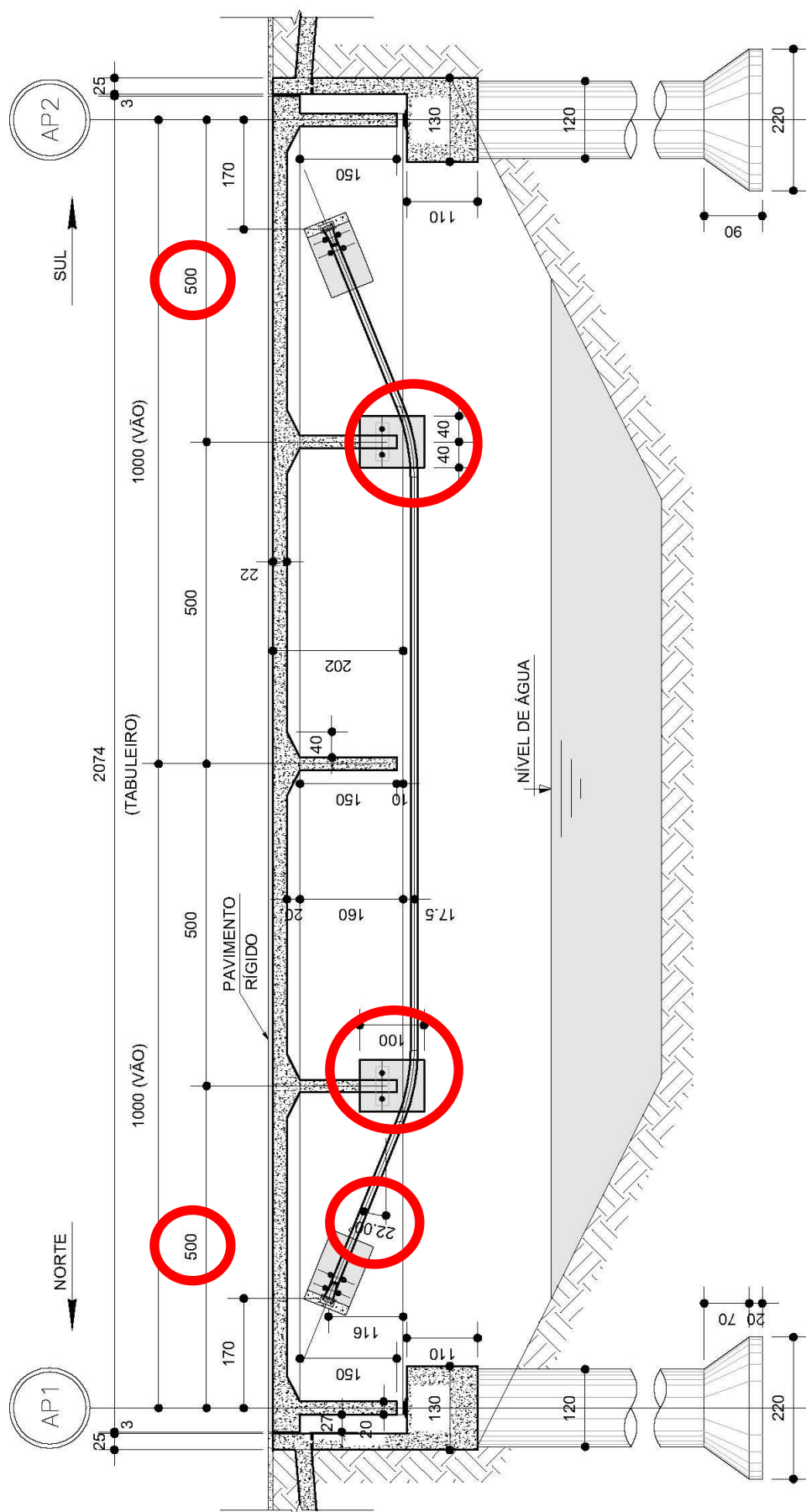


Figura 77 – Caso 4: Desviadores afastados do centro da obra (medidas em cm)

6.5.2. Mudança de cargas e esforços

Com o deslocamento no posicionamento horizontal dos blocos desviadores, a única mudança além da própria protensão, foi nas cargas permanentes, em que as cargas concentradas dos blocos desviadores mudaram de posição, ficando mais afastadas do centro, somadas ao peso das vigas transversinas intermediárias, conforme o seguinte esquema estático da Figura 78:

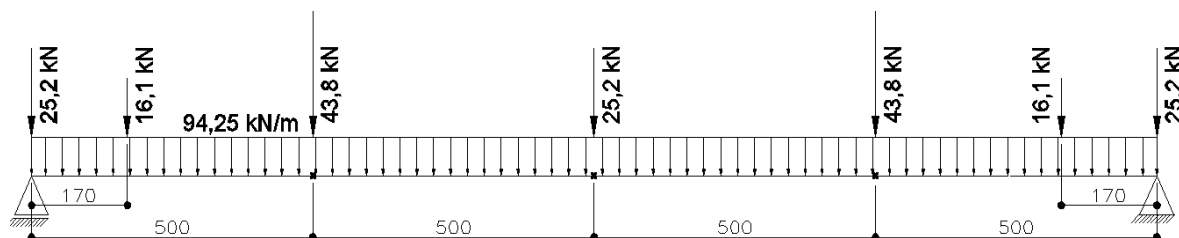


Figura 78 – Cargas permanentes – Caso 4 (medidas em cm)

Estas cargas permanentes geraram o esforço de momento fletor da Figura 79 e de força cortante da Figura 80, as cargas móveis os mesmos esforços já exibidos no item 5.2.2.

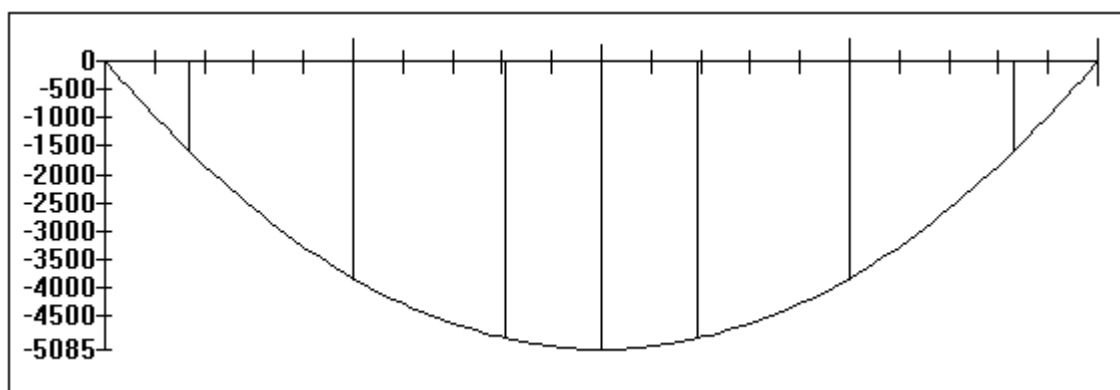


Figura 79 – Diagrama de momento fletor - Caso 4 – Cargas permanentes (Unidades em kN.m)

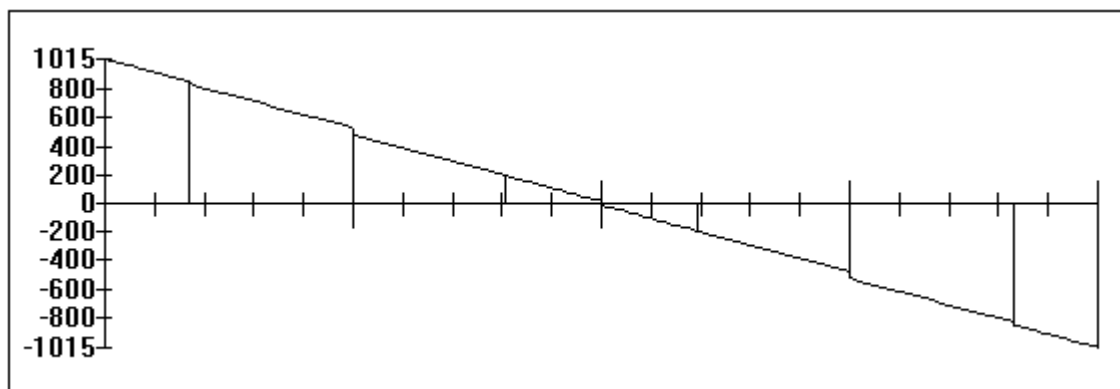


Figura 80 – Diagrama de força cortante – Caso 4 – Cargas permanentes (Unidades em kN)

Ao se deslocar os blocos desviadores para as extremidades da obra, nota-se que o valor do momento fletor diminui, pois a carga se afastou do ponto crítico deste esquema estático (meio do vão).

6.5.3. Cargas equivalentes

Tomou-se como base comparativa a mesma armadura ativa de 2 cabos de 7 cordoalhas de 12,7 mm por viga, com o mesmo valor da área de aço efetiva $A_{p,ef}$ e da tensão inicial de protensão σ_{pi} , portanto, com a aplicação da mesma força inicial de protensão $N_{pi} = 2079,333$ kN.

Novamente a força de protensão é considerada constante em todo o cabo e a variação de sua inclinação em seus pontos de desvio promove aplicação de forças concentradas nestes pontos com objetivo de gerar esforços na estrutura de sentido contrário aos da solicitação.

A seguir as forças serão decompostas e serão determinadas as cargas equivalentes em cada ponto de aplicação, ou seja, nos blocos de ancoragem e nos blocos desviadores.

BLOCOS DE ANCORAGEM:

A força terá incidência de $22,00^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e força horizontal F_{HA} :

Sendo

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 22^\circ = 778,81 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 105})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 22^\circ = 1927,97 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 106})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada, portanto, gera um momento concentrado aplicado M_A .

A aplicação da força de protensão está sendo feita a 116 cm da base da viga (conforme a Figura 77 da página 140), enquanto o c.g. a 152,8 cm (Figura 56 da página 112). Desta forma, tem-se:

$$M_A = 1927,97 \times (1,528 - 1,160) = 709,49 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 107})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

Nos blocos desviadores, o cabo volta a se horizontalizar no sentido do meio do vão, portanto, com a mesma força de protensão N_{pi} . Esta diferença de força horizontal equivale à aplicação de uma força horizontal F_{HB} no ponto dos desviadores:

$$F_{HB} = N_{pi} - F_{HA} = 2079,333 - 1927,97 = 151,36 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 108})$$

Esta força é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados M_B , sendo o ponto de aplicação desta força 17,5 cm abaixo da face inferior da viga, portanto:

$$M_B = 151,36 \times (0,175 + 1,528) = 257,77 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 109})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

A mudança de inclinação também gera uma força vertical F_{VB} , por equilíbrio, de módulo igual a F_{VA} , porém, de sentido contrário.

O sistema de protensão equivale, para a viga, a um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 81:

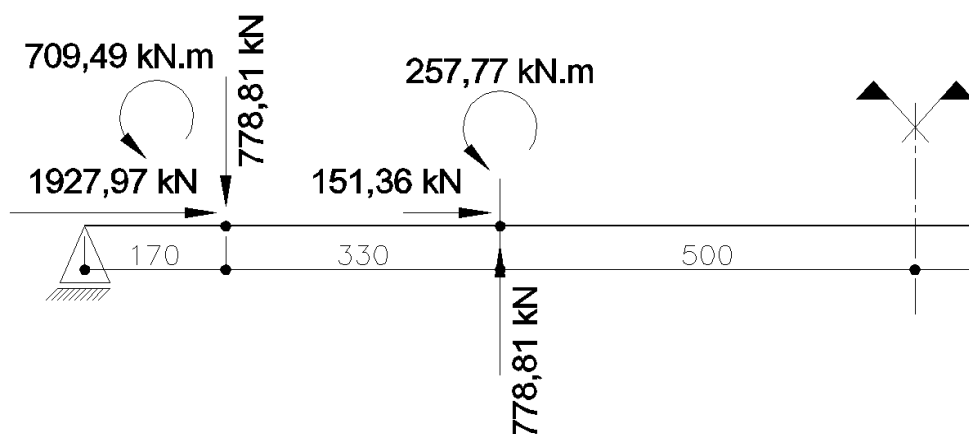


Figura 81 – Cargas equivalentes – Caso 4 (medidas em cm)

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados os diagramas de momento fletor da Figura 82, de força cortante da Figura 83 e de força normal da Figura 84:

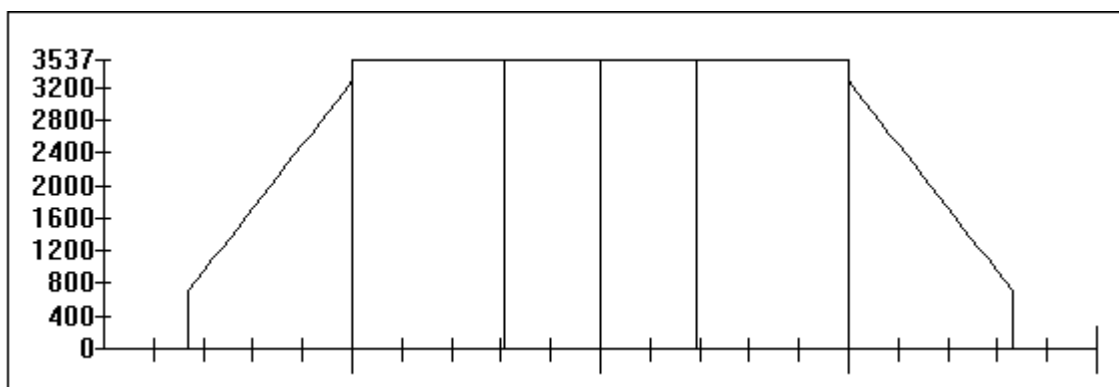


Figura 82 – Momento fletor devido à protensão externa - Caso 4
(Unidades em kN.m)

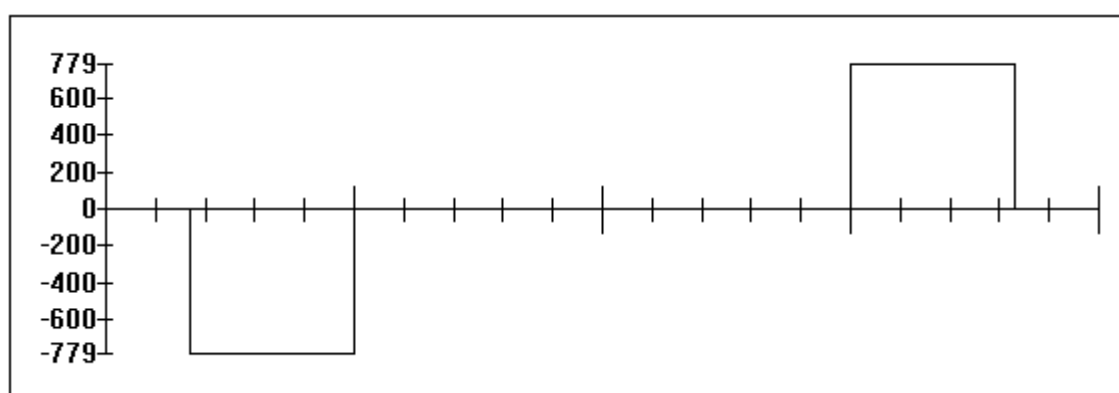


Figura 83 – Força cortante devido à protensão externa - Caso 4 (Unidades em kN)

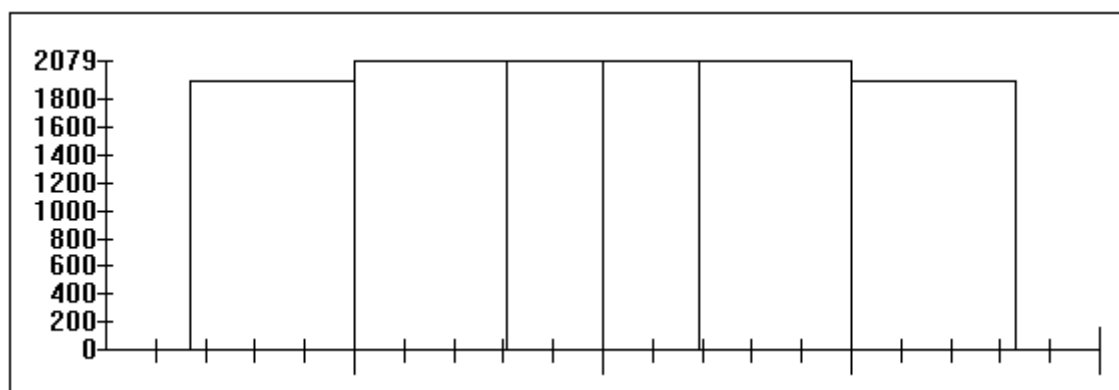


Figura 84 – Força normal devido à protensão externa - Caso 4 (Unidades em kN)

6.5.4. Influência da mudança de posição – Caso 4

A seção resiste ao mesmo momento fletor dos casos anteriores, pois não foram modificados os parâmetros, características e quantidades de aço, concreto ou geometria da seção transversal ao meio do vão.

Para a verificação da influência desta mudança de locação dos blocos desviadores, foi comparado o valor do momento fletor atuante, que leva em conta o valor do momento fletor devido às cargas móveis e permanentes, as quais se modificaram em razão do posicionamento dos blocos desviadores.

Nota-se que neste caso o valor do momento fletor devido à protensão externa também permaneceu o mesmo em relação ao efetuado nos casos anteriores, ou seja, a única mudança foi em relação às cargas permanentes.

Desta forma, tem-se o seguinte momento solicitante:

$$M_{sd} = 1,35 \times 5085 + 1,5 \times 5373,5 = 14925,00 kN.m \quad (\text{Eq. 110})$$

Nota-se que ao se deslocar os blocos desviadores para as extremidades da peça, o momento fletor solicitante M_{sd} diminui, neste caso apenas por conta da carga permanente dos desviadores terem ficado mais distantes da posição mais crítica deste esquema estático (meio do vão) visto que não houveram diferenças nos outros parâmetros ou valores de esforços.

6.6. CASO 5: DESVIADORES COM MAIOR EXCENTRICIDADE

6.6.1. Geometria

Procurou-se aumentar a excentricidade da protensão por meio do desvio ter sido feito mais distante do c.g. da peça, deixando o cabo 50 cm abaixo da viga, distância correspondente a 17,5 cm nos itens anteriores, enquanto que o posicionamento horizontal longitudinal dos blocos desviadores permaneceu inalterado em relação ao apresentado no Caso 1, ou seja, mais perto dos terços do vão, conforme o apresentado na Figura 85 a seguir.

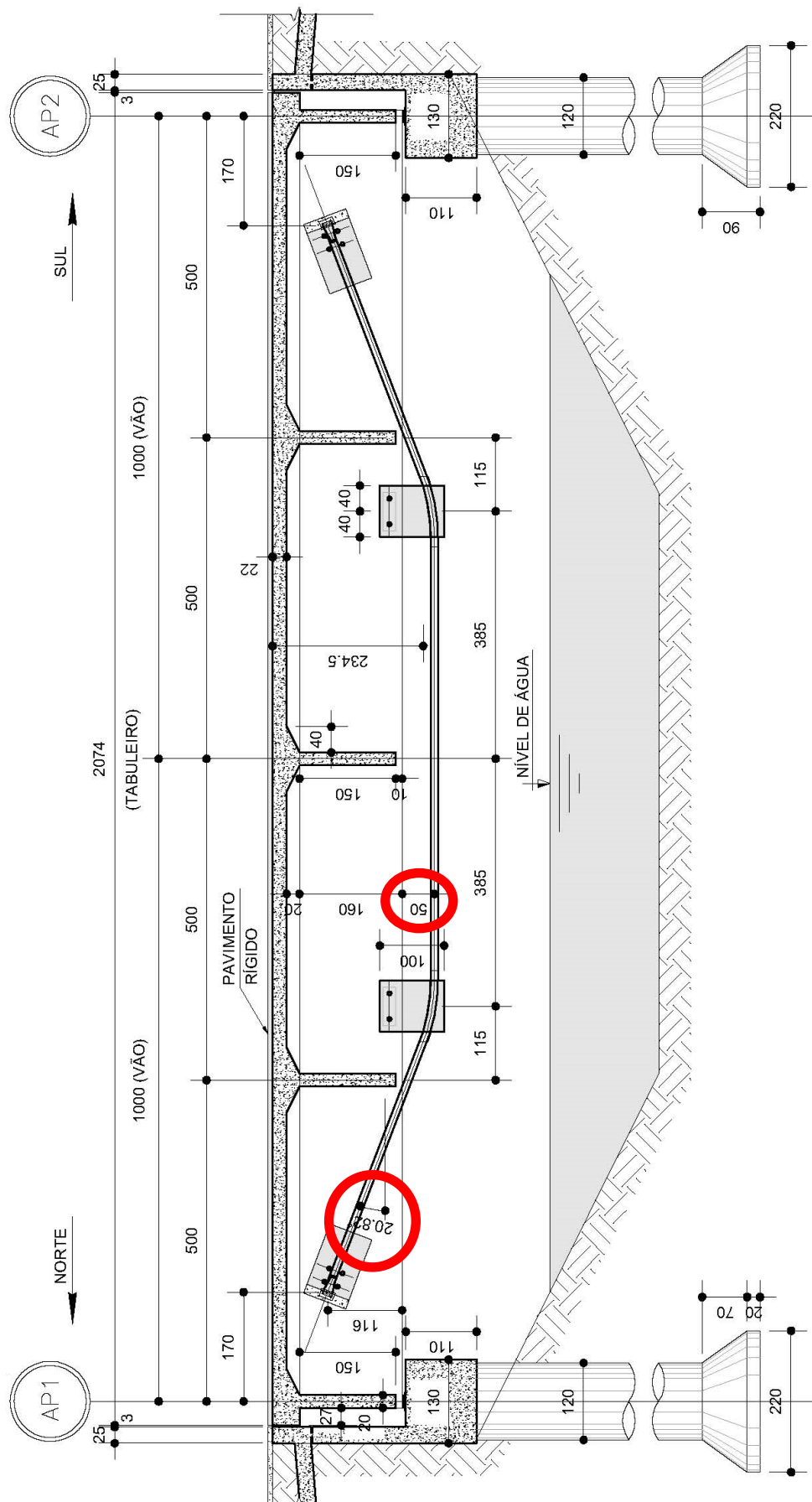


Figura 85 – Caso 5: Desviadores com maior excentricidade (medidas em cm)

6.6.2. Mudança de cargas e esforços

Para esta análise não foram consideradas mudanças nas dimensões dos blocos desviadores, para que não houvesse interferência do aumento de peso dos mesmos.

Desta forma, não houve alteração nos esforços de cargas permanentes, nem de cargas acidentais, permanecendo os mesmos apresentados no Caso 1, sendo a única mudança as cargas impostas pelo reforço.

6.6.3. Cargas equivalentes

Novamente tomou-se como base comparativa a armadura ativa de 2 cabos de 7 cordoalhas de 12,7 mm por viga, com força inicial de protensão $N_{pi} = 2079,333$ kN.

Novamente a força de protensão será considerada constante em todo o cabo.

A seguir as forças serão decompostas e serão determinadas as cargas equivalentes nos pontos das ancoragens e dos desviadores.

BLOCOS DE ANCORAGEM:

A força terá incidência de $20,82^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e força horizontal F_{HA} :

Sendo

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 20,82^\circ = 739,03 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 111})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 20,82^\circ = 1943,57 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 112})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada, portanto, gera um momento concentrado aplicado M_A .

A aplicação da força de protensão está sendo feita a 116 cm da base da viga (conforme a Figura 85), enquanto o c.g. a 152,8 cm (Figura 56 da página 112). Desta forma, tem-se:

$$M_A = 1943,57 \times (1,528 - 1,160) = 715,23 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 113})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

Nos blocos desviadores, o cabo volta a se horizontalizar no sentido do meio do vão, portanto, com a mesma força de protensão N_{pi} . Esta diferença de força horizontal equivale à aplicação de uma força horizontal F_{HB} no ponto dos desviadores:

$$F_{HB} = N_{pi} - F_{HA} = 2079,333 - 1943,57 = 135,76 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 114})$$

Esta força é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados M_B , sendo o ponto de aplicação desta força 50 cm abaixo da face inferior da viga, portanto:

$$M_B = 135,76 \times (0,50 + 1,528) = 275,33 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 115})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

A mudança de inclinação também gera uma força vertical F_{VB} , por equilíbrio, de módulo igual a F_{VA} , porém, de sentido contrário.

O sistema de protensão equivale, para a viga, a um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 86:

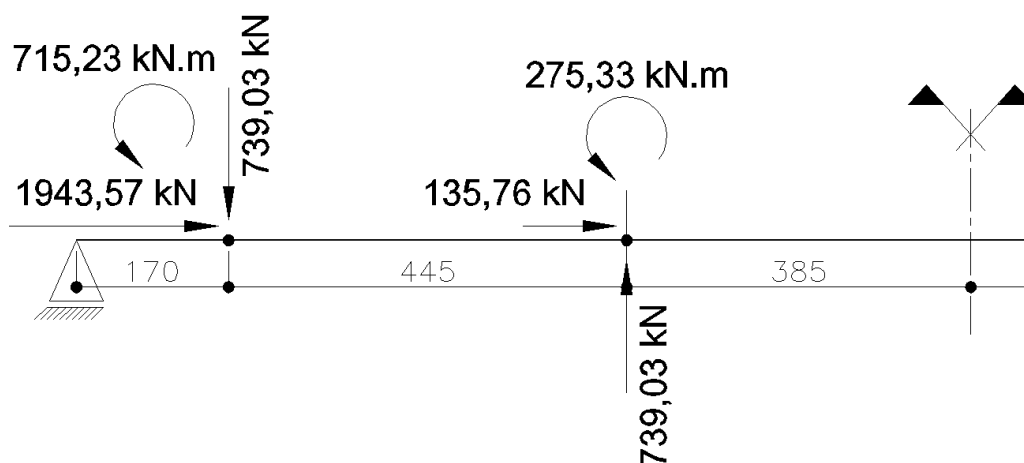


Figura 86 - Cargas equivalentes - Caso 5 (medidas em cm)

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados o esforço de momento fletor da Figura 87, de força cortante da Figura 88 e de força normal da Figura 89:

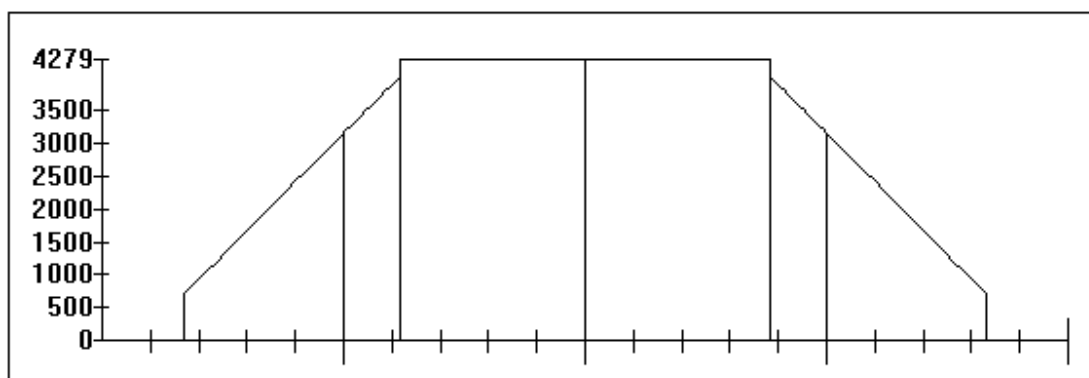


Figura 87 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 5
(Unidades em kN.m)

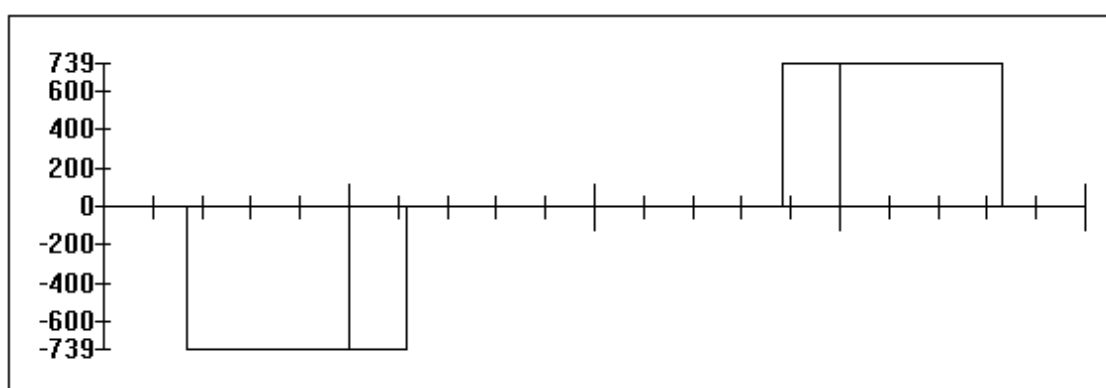


Figura 88 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 5
(Unidades em kN)

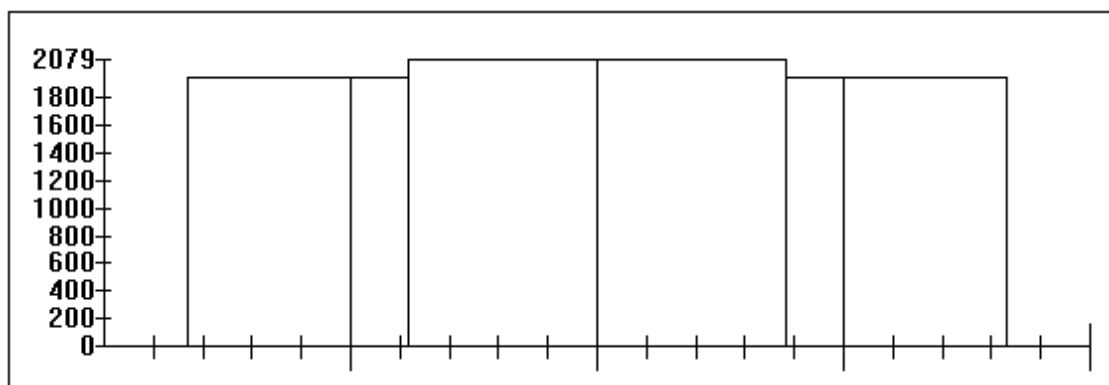


Figura 89 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 5
(Unidades em kN)

6.6.4. Influência da mudança de posição – Caso 5

Com a mudança do c.g. das armaduras de protensão, modifica-se a geometria, aumentando o braço de alavanca da protensão, portanto, neste caso a seção resiste a esforço superior de momento fletor em relação aos casos anteriores. Além da geometria, os demais parâmetros não foram modificados.

Para a verificação da influência desta mudança de locação dos blocos desviadores na solicitação das vigas, foi comparado o valor do momento fletor atuante, o qual leva em conta o valor do momento fletor devido às cargas permanentes e móveis. Como não houve alteração nestes parâmetros em relação ao explicitado no Caso 1, o momento fletor solicitante de cálculo M_{sd} permaneceu igual ao do mesmo item, ou seja, $M_{sd} = 14954 \text{ kN.m}$.

Neste caso, nota-se pela Figura 87, que ao se aumentar a excentricidade dos cabos o valor do momento fletor devido à protensão externa M_p aumentou em relação ao efetuado nos casos anteriores, aliviando a estrutura, enquanto que o momento fletor resistente de cálculo M_{rd} também aumentou, tornando a seção mais resistente.

6.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS VARIAÇÕES NOS BLOCOS DESVIADORES

Para comparar o efeito do posicionamento dos blocos desviadores, os resultados de esforços, bem como as características de cada caso foram organizados na Tabela 10 a seguir:

Tabela 10 – Características e Resultados dos deslocamentos dos desviadores

Caso	Descrição	Item	α (°)	$D_{D \text{ horiz}}$ (cm)	$D_{D \text{ vert}}$ (cm)	M_{sd} (kN.m)	M_p (kN.m)	V_p (kN)	N_p (kN)
1	Desviadores nos terços do vão	6.2	16,68	385	17,5	14954	3537	597	2079
2	Desviadores no centro da obra	6.3	9,37	0	17,5	15050	3566	339	2052
3	Desviadores em posição intermediária	6.4	11,81	192,5	17,5	15002	3537	426	2079
4	Desviadores afastados do centro	6.5	22,00	500	17,5	14925	3537	779	2079
5	Desviadores com maior excentricidade	6.6	20,82	385	50	14954	4279	739	2079

Onde:

α = ângulo entre os cabos e a horizontal na parte inclinada;

$D_{D \text{ horiz}}$ = Distância do centro da obra ao centro dos blocos desviadores;

$D_{D \text{ vert}}$ = Distância vertical entre a base da viga e o c.g. da armadura ativa no meio do vão;

M_{sd} = Momento fletor solicitante de cálculo, que leva em conta os momentos solicitantes provocados pelas cargas móveis e permanentes, multiplicadas pelos devidos coeficientes de ponderação de esforços;

M_p = Momento fletor característico provocado pela protensão, sem coeficientes de ponderação;

V_p = Força cisalhante característica provocada pela protensão, sem coeficientes de ponderação;

N_p = Força normal característica provocada pela protensão, sem coeficientes de ponderação;

A fim de analisar as tendências e então compreender melhor o comportamento dos esforços em função do posicionamento dos blocos desviadores, com base nos valores reunidos na Tabela 10, foram feitos comentários e gráficos levando em conta a influência da mudança de inclinação dos cabos (ângulo α com a horizontal na parte inclinada) nos momentos fletores solicitantes de cálculo M_{sd} (Figura 90), nos momentos fletores gerados pela protensão M_p (Figura 91), na forças cortantes geradas pela protensão V_p (Figura 92) e nas forças normais geradas pela protensão N_p (Figura 93).

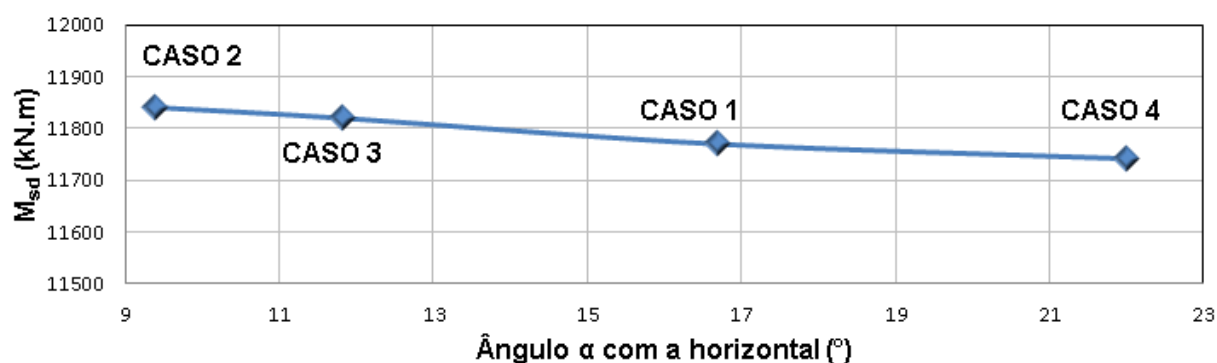
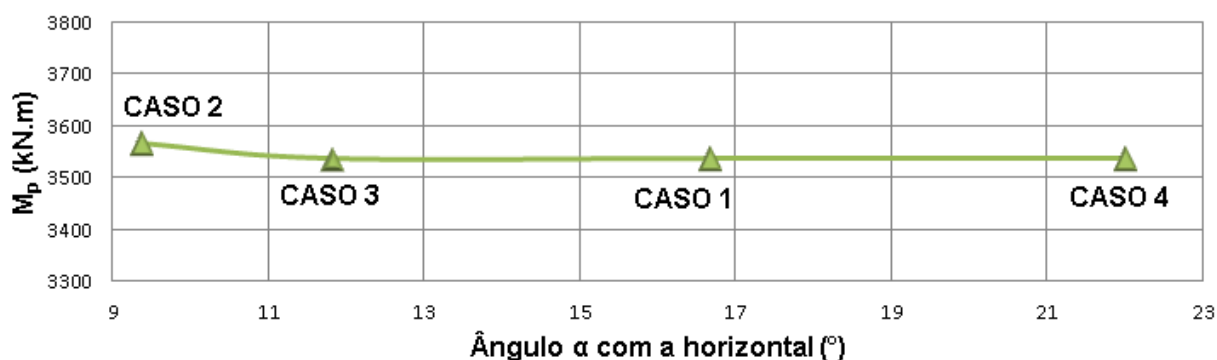
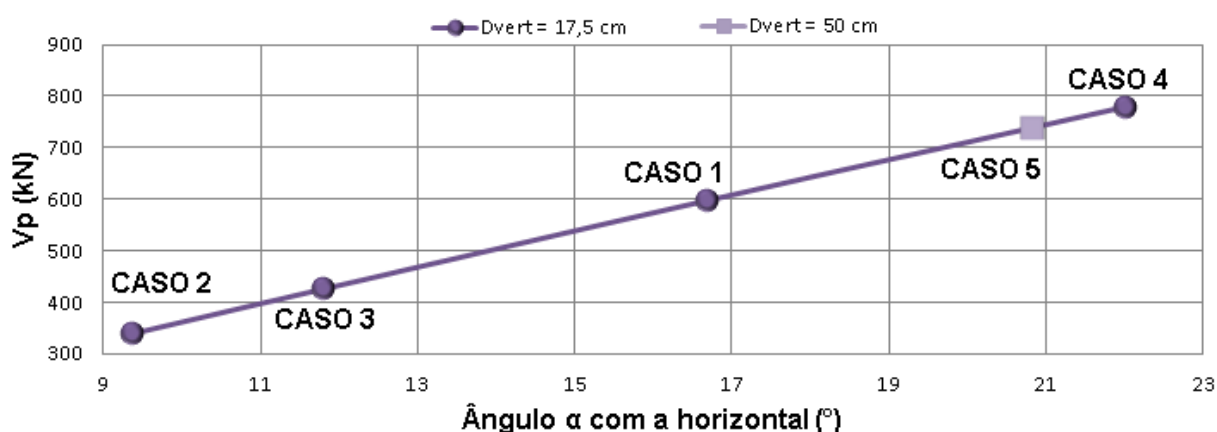
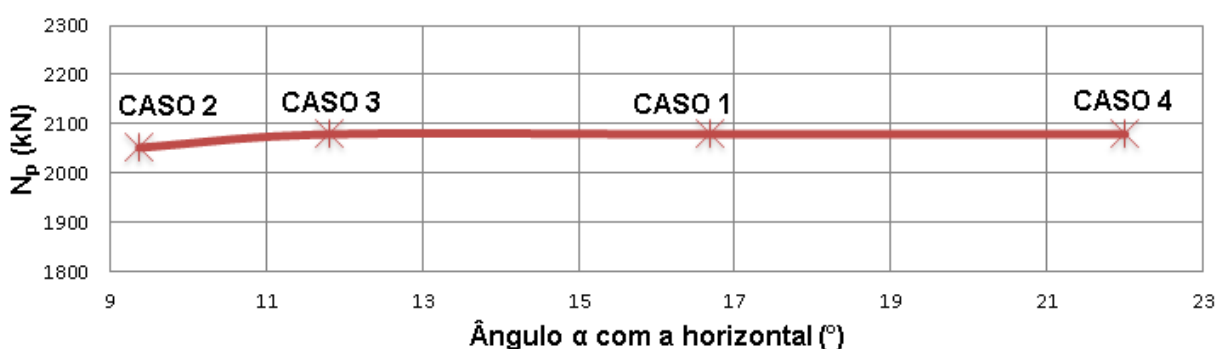


Figura 90 – Relação M_{sd} x α

Figura 91 – Relação $M_p \times \alpha$ Figura 92 – Relação $V_p \times \alpha$ Figura 93 – Relação $N_p \times \alpha$

Com o aumento do ângulo α , diminuiu o valor da força normal entre os blocos de ancoragem e os desviadores, mas não se modificou a força normal no meio do vão, conforme a Figura 93, pois neste local o cabo se horizontaliza, tomando o mesmo valor inicial da força de protensão, exceto no caso 2, em que não há tal horizontalização. Caso fossem consideradas as perdas de protensão nos desviadores, provavelmente se notaria em todos os casos uma sensível diminuição deste valor ao meio do vão, não influenciando nos resultados destas análises, por se tratar de uma análise comparativa.

Para que se modifique consideravelmente o valor da força normal, deve-se modificar simplesmente o esforço de protensão, aumentando a quantidade de armadura ativa ou sua resistência à tração (aços que suportem maior tensão de tração).

Foram também feitos gráficos explicitando a influência que a distância dos blocos desviadores ao centro da viga ($D_{D \text{ horiz}}$) possui nos momentos fletores solicitantes de cálculo M_{sd} (Figura 94), nos momentos fletores gerados pela protensão M_p (Figura 95), nas forças cortantes geradas pela protensão V_p (Figura 96) e nas forças normais geradas pela protensão N_p (Figura 97).

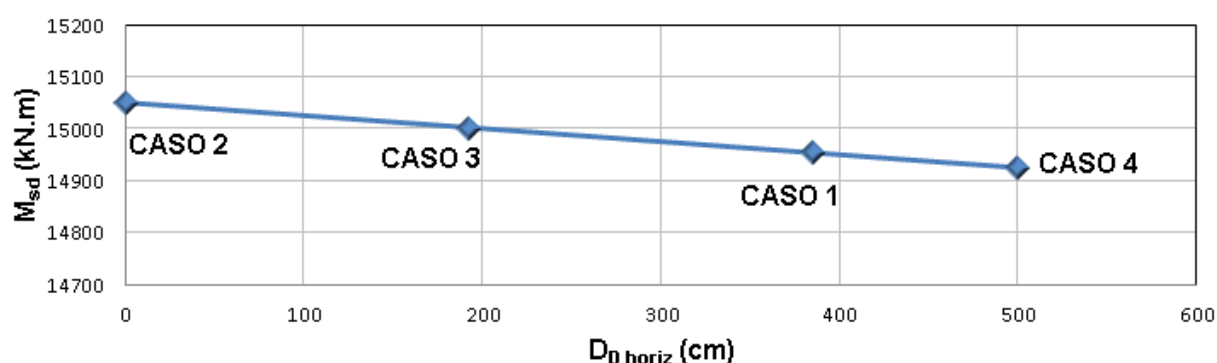


Figura 94 – Relação M_{sd} x $D_{D \text{ horiz}}$

Ao se analisar M_{sd} , nota-se uma sensível diminuição à medida que os blocos desviadores avançam para as extremidades da viga. Isto se deve apenas ao fato de que as cargas dos blocos desviadores se afastaram do ponto crítico da viga biapoiada (se afastaram do meio do vão), causando diminuição dos momentos fletores devido às cargas permanentes, enquanto que as cargas móveis permaneceram constantes.

Caso se tratasse de blocos de ancoragem metálicos ou outro sistema de peso desprezível em relação às demais cargas, não se notaria diferença no comportamento de M_{sd} .

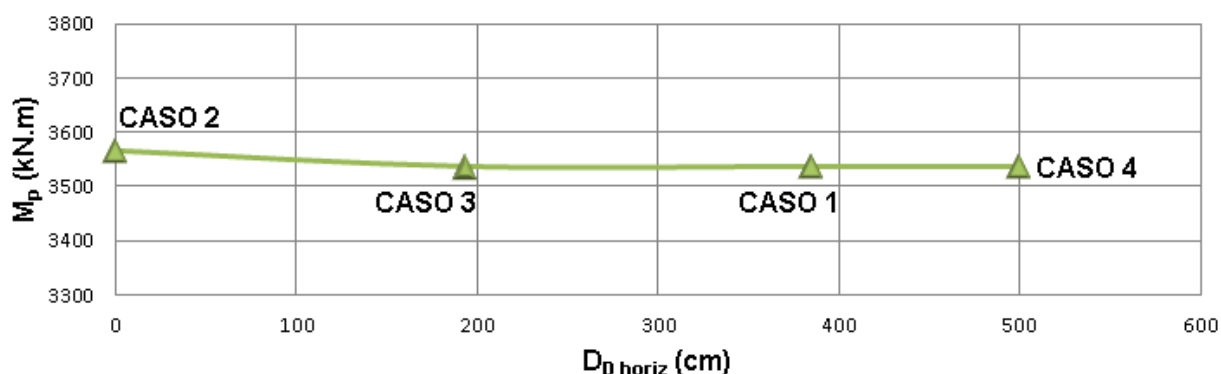


Figura 95 – Relação M_p x $D_{D \text{ horiz}}$

Analisando-se o momento fletor devido à protensão (M_p), ao se distanciar os blocos desviadores, nota-se que o mesmo permaneceu constante, exceto quando os desviadores encontram-se sobrepostos no centro da viga (Caso 2), em que este esforço foi minimamente maior. Porém, quando se aumentou a excentricidade dos cabos (Caso 5) nota-se um aumento expressivo em M_p (4279 kN.m, conforme Tabela 10).

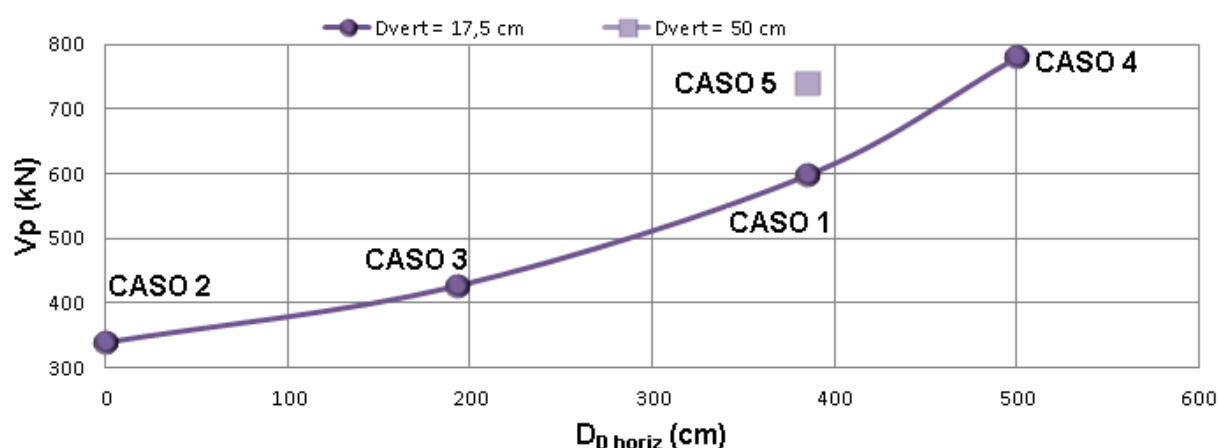


Figura 96 – Relação V_p x $D_{D \text{ horiz}}$

Este esforço cisalhante aumentou com a distância entre os desviadores (Figura 96) e ainda aumentou linearmente com a inclinação dos cabos (Figura 92). Ao aumentar a distância entre os desviadores, o ângulo α também aumentou, porém, ao se comparar o Caso 5 ($D_{D \text{ vert}} = 50$ cm) com o Caso 1 ($D_{D \text{ vert}} = 17,5$ cm), nota-se que aumentou a inclinação do cabo, sendo que os desviadores permaneceram com a mesma distância, logo, pode-se confirmar ser apenas o ângulo α o causador da variação destes esforços cisalhantes, além da própria força de protensão, causadora deste esforço.

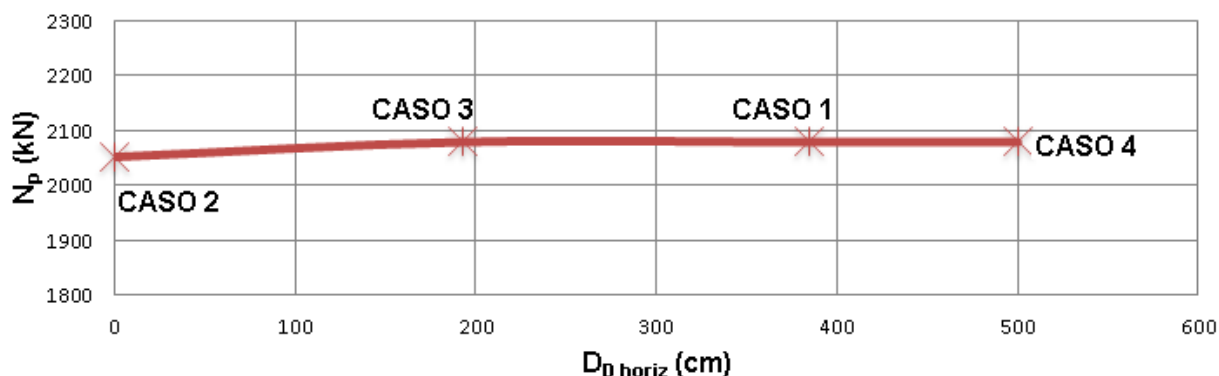


Figura 97 – Relação N_p x $D_{D \text{ horiz}}$

Com base nos exposto acima, ainda pode-se fazer alguns comentários:

Por ter apresentado valores discrepantes na maioria dos casos, o Caso 5 (em que se aumentou a excentricidade dos cabos) não foi apresentado na maioria dos gráficos, sendo apresentado apenas nos gráficos de esforço cisalhante e na Tabela 10.

Os esforços cisalhantes são gerados pela componente vertical das forças, neste caso da protensão (V_p), a qual é função da inclinação do cabo (ângulos α entre o cabo inclinado e a horizontal) e da força de protensão aplicada.

Além de M_p , o momento fletor resistente da peça (M_{rd}) também aumenta com a excentricidade, portanto outro indicativo de que a maior eficiência se associa à maior excentricidade dos cabos ao meio do vão.

As geometrias dos cabos sugeridas neste trabalho dependem de questões externas e podem não ser exequíveis, sendo necessário avaliar cada caso. Um exemplo de limitação é o gabarito vertical necessário sob a obra, ou seja, se embaixo da obra existir alguma hidrovia, ferrovia, ou rodovia, cuja altura necessária atinja a face inferior da obra em questão, provavelmente não seja possível locar os cabos abaixo da face das vigas, ficando restrito à altura das mesmas.

Outro cuidado que se deve tomar é sempre avaliar a tensão a ser aplicada pelos blocos de ancoragem na estrutura existente. O Caso 2, do item 6.3, em que existe apenas um ponto de desvio, a força aplicada no meio do vão é maior em relação à força aplicada nos outros casos, portanto, deve-se não só armar adequadamente o bloco desviador, como também verificar se a viga existente suporta tal força concentrada. Em uma obra de baixo f_{ck} esta geometria pode não ser viável, dependendo da tensão aplicada.

6.8.CASO 6: ANCORAGENS REBAIXADAS

6.8.1. Geometria

Na dúvida do comportamento caso se modificasse o posicionamento dos blocos de ancoragem, os mesmos foram locados mais distantes do c.g. da peça, abaixando-os de 116 cm para 50 cm em relação ao fundo da viga, mantendo as demais características da viga e dos blocos desviadores em relação ao Caso 1. Desta forma, a geometria é apresentada na Figura 98 a seguir.

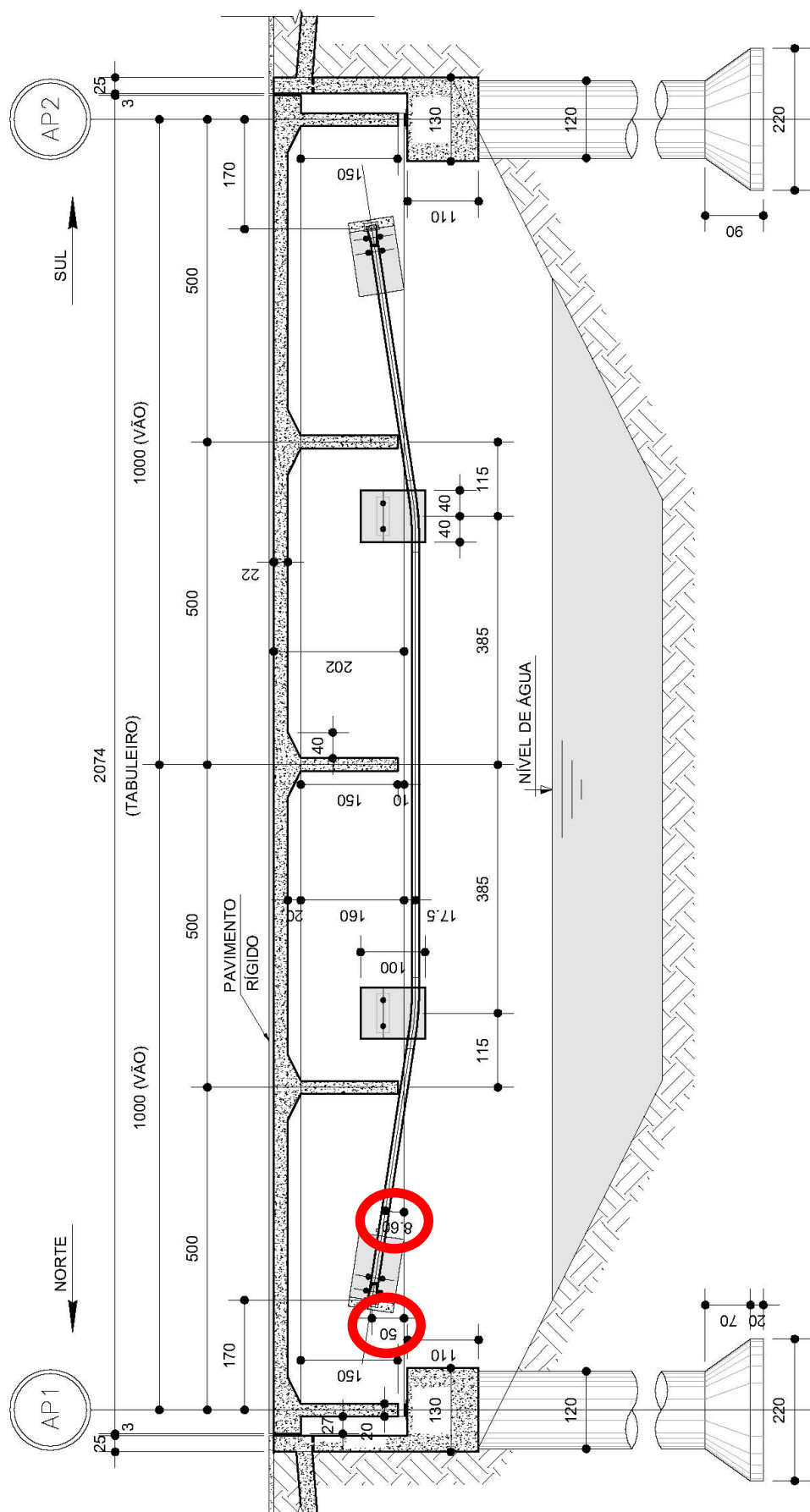


Figura 98 – Caso 6: Ancoragens rebaixadas (medidas em cm)

6.8.2. Mudança de cargas e esforços

Não houve alteração nos esforços solicitantes, de cargas permanentes e de cargas móveis, permanecendo os mesmos apresentados no Caso 1, sendo a única mudança as cargas impostas pelo reforço.

6.8.3. Cargas equivalentes

Novamente tomou-se como base comparativa a armadura ativa de 2 cabos de 7 cordoalhas de 12,7 mm por viga, com o mesmo valor da área de aço efetiva $A_{p,ef}$ e da tensão inicial de protensão σ_{pi} , portanto o mesmo valor da força inicial de protensão $N_{pi} = 2079,333$ kN.

A força de protensão será considerada constante em todo o cabo.

A seguir as forças serão decompostas e serão determinadas as cargas equivalentes em cada ponto de aplicação (ancoragens e desviadores).

BLOCOS DE ANCORAGEM:

A força terá incidência de $8,60^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e força horizontal F_{HA} :

Sendo

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 8,60^\circ = 310,90 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 116})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 8,60^\circ = 2055,96 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 117})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada, portanto, gera um momento concentrado aplicado M_A .

A aplicação da força de protensão está sendo feita 50 cm acima da base da viga (conforme a Figura 98), enquanto o c.g. a 152,8 cm (Figura 56 da página 112). Desta forma, tem-se:

$$M_A = 2055,96 \times (1,528 - 0,50) = 2113,53 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 118})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

Nos blocos desviadores, o cabo volta a se horizontalizar no sentido do meio do vão, portanto, com a mesma força de protensão N_{pi} . Esta diferença de força horizontal equivale à aplicação de uma força horizontal F_{HB} no ponto dos desviadores:

$$F_{HB} = N_{pi} - F_{HA} = 2079,333 - 2055,96 = 23,37 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 119})$$

Esta força é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados M_B , sendo o ponto de aplicação desta força 17,5 cm abaixo da face inferior da viga, portanto:

$$M_B = 23,37 \times (0,175 + 1,528) = 39,80 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 120})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

A mudança de inclinação também gera uma força vertical F_{VB} , por equilíbrio, de módulo igual a F_{VA} , porém, de sentido contrário.

O sistema de protensão equivale, para a viga, a um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 99:

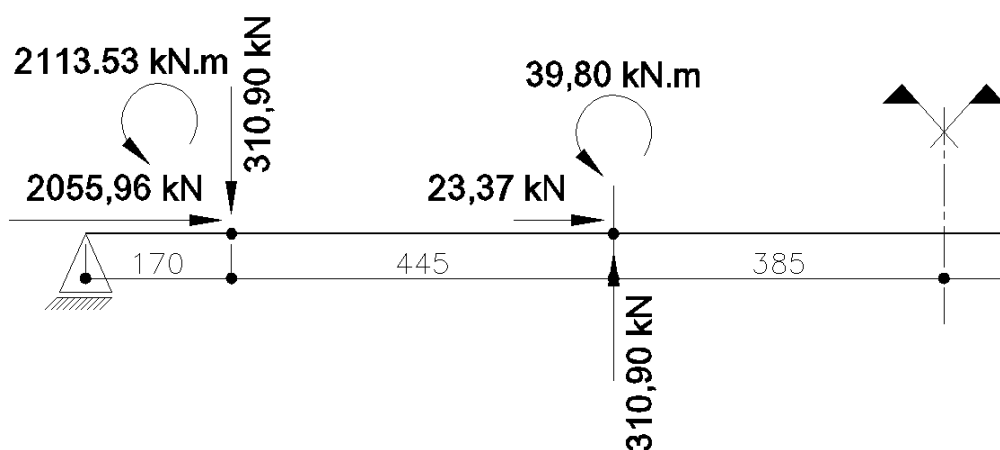


Figura 99 – Cargas equivalentes – Caso 6 (medidas em cm)

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados o esforço de momento fletor da Figura 100, de força cortante da Figura 101 e de força normal da Figura 102:

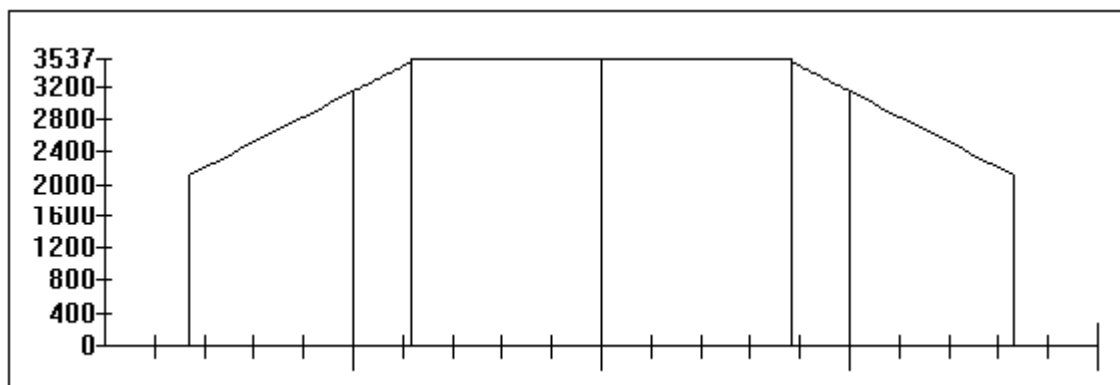


Figura 100 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 6
(Unidades em kN.m)

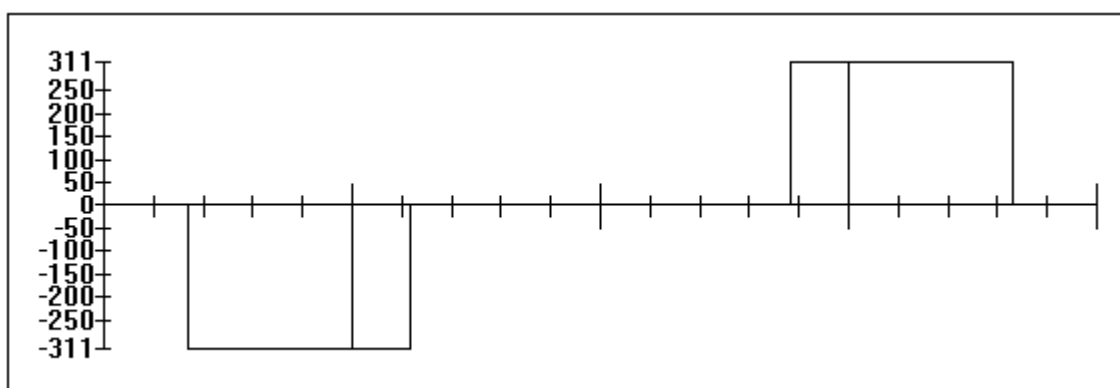


Figura 101 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 6
(Unidades em kN)

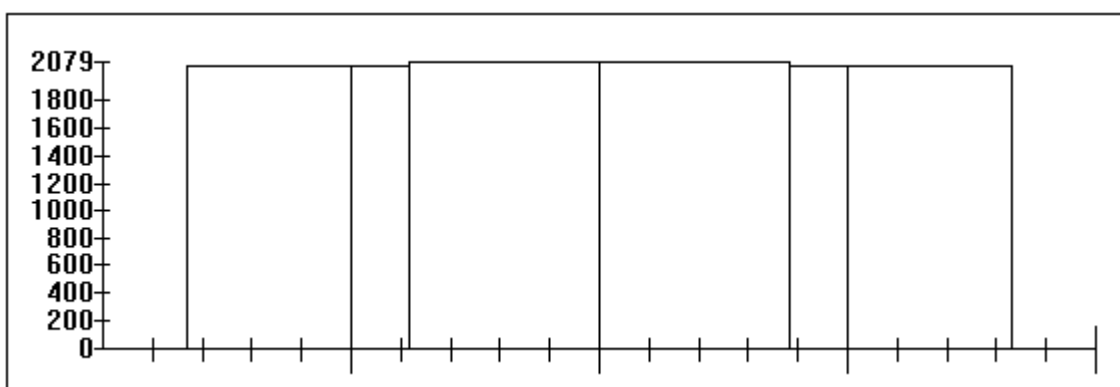


Figura 102 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 6
(Unidades em kN)

6.8.4. Influência da mudança de posição – Caso 6

Como não foram modificados os parâmetros, características e quantidades de aço, concreto ou geometria, a seção resiste ao mesmo momento fletor do Caso 1.

O valor do momento fletor solicitante M_{sd} permanece inalterado em relação ao Caso 1, visto que nenhum parâmetro fora modificado, nem mesmo as distâncias das cargas dos blocos desviadores.

Neste caso, o valor do momento fletor devido à protensão externa também não mudou em relação ao efetuado inicialmente no Caso 1 e em relação a nenhum outro caso com a mesma excentricidade dos cabos na porção central, ou seja, o valor do momento fletor devido à protensão está ligado à posição do cabo nos desviadores, não na ancoragem. Os esforços cortantes diminuíram e os esforços normais também permaneceram inalterados no trecho central.

Nota-se que a altura dos blocos de ancoragem não influenciou os momentos fletores no centro da obra.

6.9. CASO 7: ANCORAGENS E DESVIADORES REBAIXADOS

6.9.1. Geometria

Com base no caso de maior eficiência em relação aos momentos fletores, item 6.6, de maior excentricidade dos blocos desviadores, em que o momento fletor aplicado pela protensão M_p foi máximo, foram rebaixados também os blocos de ancoragem de 116 cm para 50 cm do ponto de ancoragem ao fundo da viga (assim como no item 6.8) enquanto os blocos desviadores mantidos rebaixados, com os cabos a 50 cm abaixo do fundo da viga, mantendo conforme o Caso 1 as demais características da ponte e do posicionamento horizontal longitudinal dos blocos desviadores.

A geometria do presente caso é apresentada na Figura 103 a seguir.

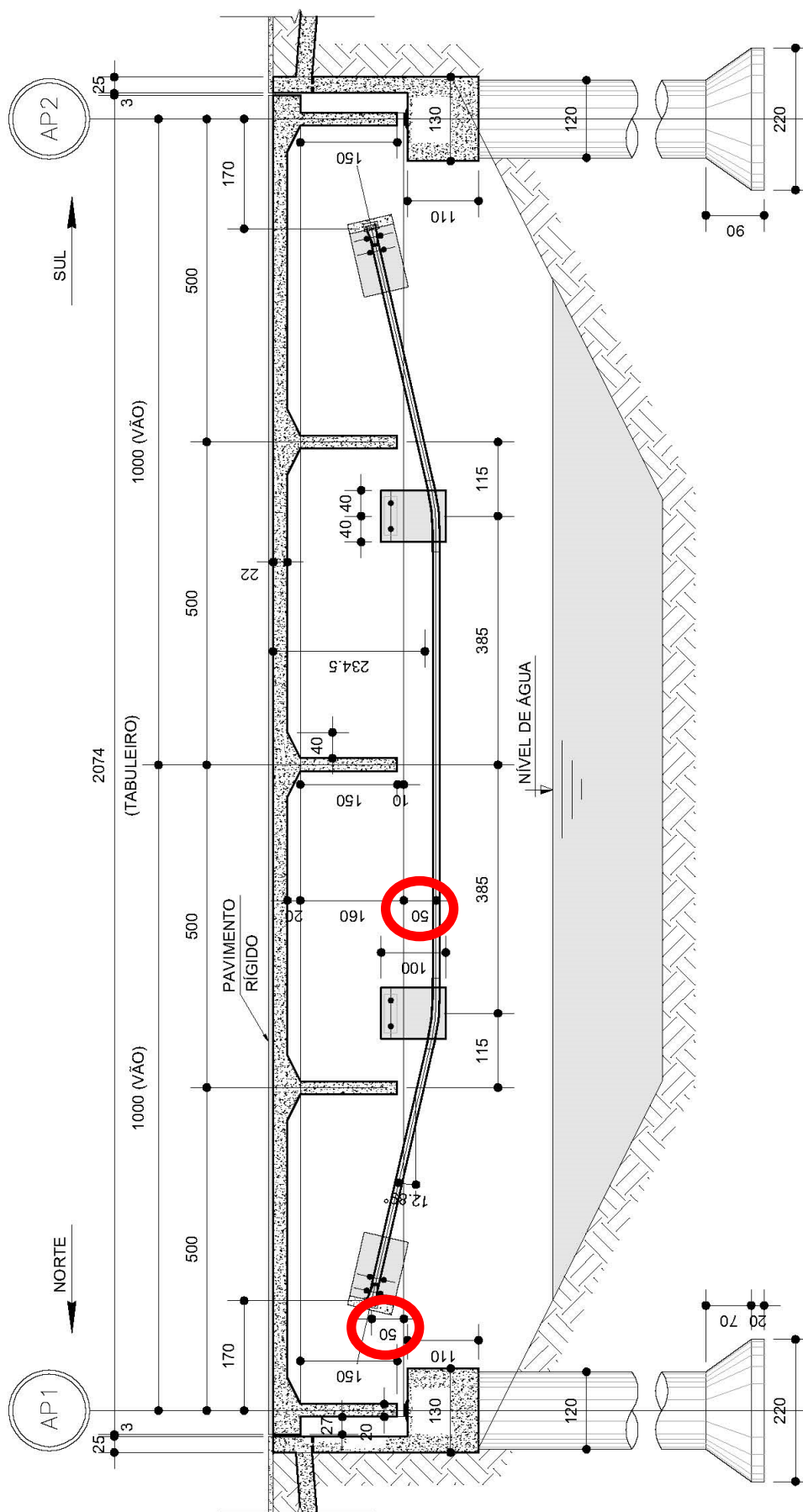


Figura 103 – Caso 7: Ancoragens e desviadores rebaixados (medidas em cm)

6.9.2. Mudança de cargas e esforços

Para esta análise não foram consideradas mudanças nas dimensões dos blocos desviadores, para que não houvesse interferência do aumento de peso dos mesmos.

Desta forma, não houve alteração nos esforços de cargas permanentes, nem de cargas acidentais, permanecendo os mesmos apresentados no Caso 1, sendo a única mudança, além da geometria, as cargas impostas pelo reforço.

6.9.3. Cargas equivalentes

Novamente tomou-se como base comparativa a armadura ativa de 2 cabos de 7 cordoalhas de 12,7 mm por viga, com o mesmo valor da área de aço efetiva $A_{p,ef}$ e da tensão inicial de protensão σ_{pi} , portanto o mesmo valor da força inicial de protensão $N_{pi} = 2079,333$ kN.

Novamente a força de protensão será considerada constante em todo o cabo.

A seguir as forças serão decompostas e serão determinadas as cargas equivalentes em cada ponto de aplicação, ou seja, nas ancoragens e desviadores.

BLOCOS DE ANCORAGEM:

A força terá incidência de $12,89^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e força horizontal F_{HA} :

Sendo

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 12,89^\circ = 463,884 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 121})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 12,89^\circ = 2026,928 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 122})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada, portanto, gera um momento concentrado aplicado M_A .

A aplicação da força de protensão está sendo feita 50 cm abaixo da base da viga (conforme a Figura 103), enquanto o c.g. a 152,8 cm (Figura 56 da página 112). Desta forma, tem-se:

$$M_A = 2026,928 \times (1,528 - 0,5) = 2083,628 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 123})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

Nos blocos desviadores, o cabo volta a se horizontalizar no sentido do meio do vão, portanto, com a mesma força de protensão N_{pi} . Esta diferença de força horizontal equivale à aplicação de uma força horizontal F_{HB} no ponto dos desviadores:

$$F_{HB} = N_{pi} - F_{HA} = 2079,333 - 2026,928 = 52,405 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 124})$$

Esta força é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados M_B , sendo o ponto de aplicação desta força 50 cm abaixo da face inferior da viga, portanto:

$$M_B = 52,405 \times (0,50 + 1,528) = 106,277 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 125})$$

(Tracionando a parte superior da viga)

A mudança de inclinação também gera uma força vertical F_{VB} , por equilíbrio, de módulo igual a F_{VA} , porém, de sentido contrário.

O sistema de protensão equivale, para a viga, a um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 104:

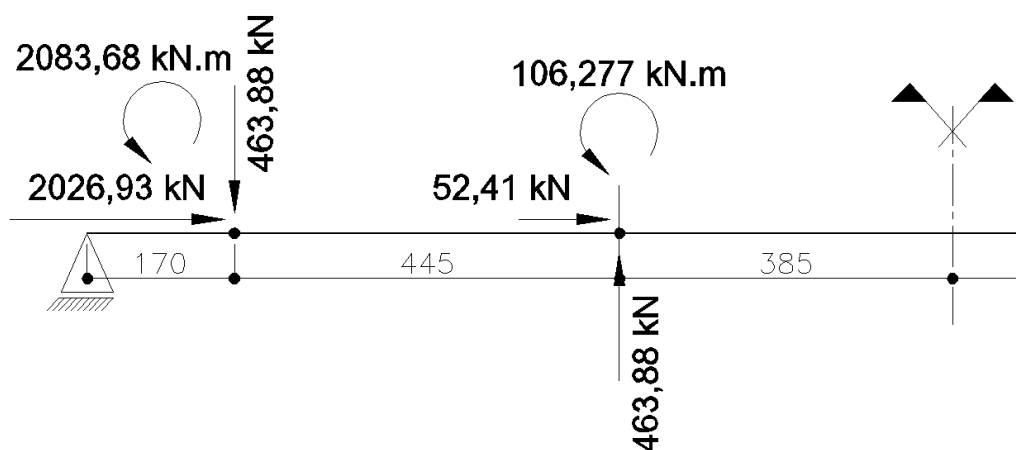


Figura 104 – Cargas equivalentes – Caso 7 (medidas em cm)

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados o esforço de momento fletor M_p da Figura 105, de força cortante V_p da Figura 106 e de força normal N_p da Figura 107:

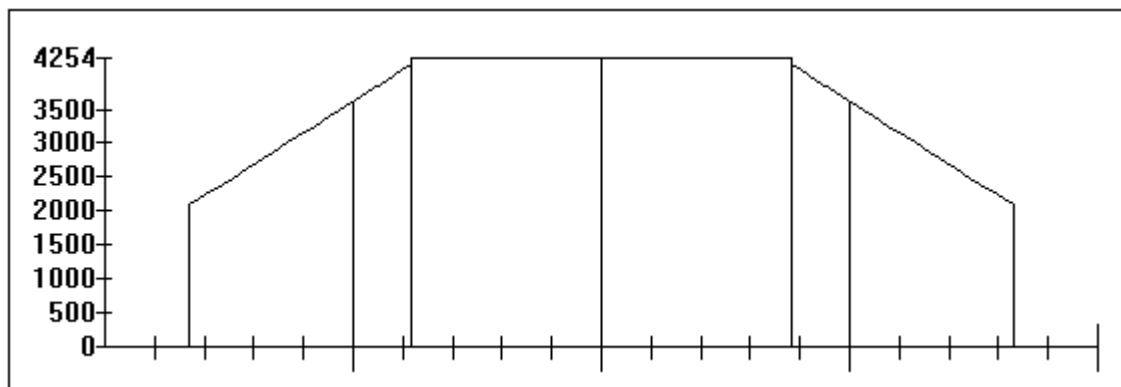


Figura 105 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 7
(Unidades em kN.m)

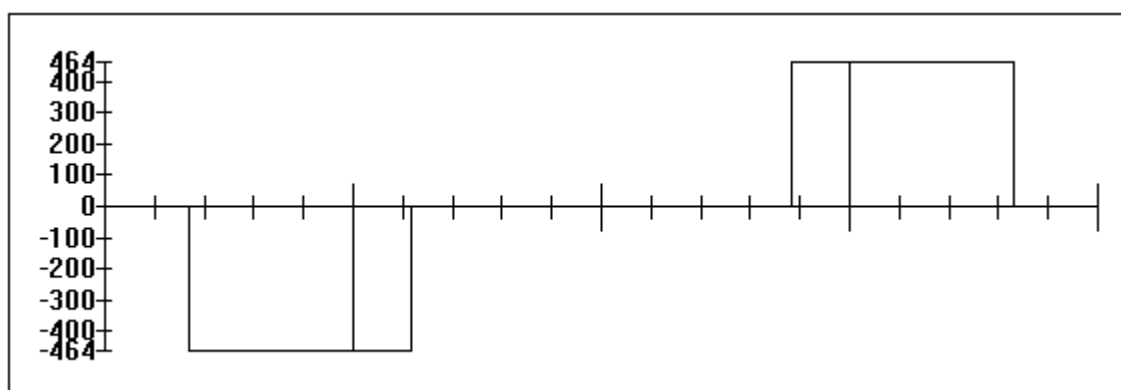


Figura 106 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 7
(Unidades em kN)

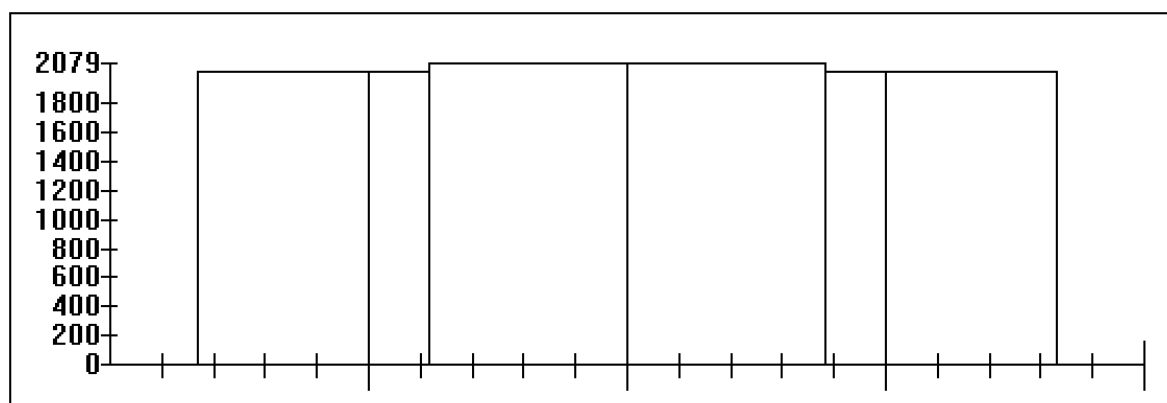


Figura 107 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 7
(Unidades em kN)

6.9.4. Influência da mudança de posição – Caso 7

Com a mesma excentricidade dos blocos desviadores do item 6.6, assim como os demais parâmetros, a seção resiste ao mesmo momento fletor do Caso 5.

Como não houve mudança na posição de aplicação das cargas dos blocos de ancoragem e desviadores ao longo da viga, o valor do momento fletor solicitante de cálculo M_{sd} permanece inalterado, já que as cargas dos elementos também não variou.

Nota-se que neste caso o valor do momento fletor devido à protensão externa M_p aumentou em relação ao efetuado inicialmente no Caso 1 (referência), em relação ao demonstrado nos itens anteriores 6.4 e 6.5 (em que os blocos desviadores foram deslocados longitudinalmente) e também em relação ao item 6.8 (em que houve mudança na posição vertical dos blocos de ancoragem). Em relação ao caso descrito no item 6.6, em que houve aumento de excentricidade apenas dos blocos desviadores, o valor de M_p se manteve na mesma ordem de grandeza.

Devido à maior excentricidade, o momento resistente de cálculo M_{rd} se assemelha ao do item. 6.6, para a mesma excentricidade dos cabos na posição central da viga.

6.10. CASO 8: ANCORAGENS NA LAJE

6.10.1. Geometria

Neste caso, os blocos de ancoragem foram locados o mais acima possível, de forma que a ancoragem possa se dar na laje, subindo de 116 cm para 190 cm do fundo da viga, mantendo as demais características em relação ao Caso 1. Desta forma, a geometria é apresentada na Figura 108 a seguir.

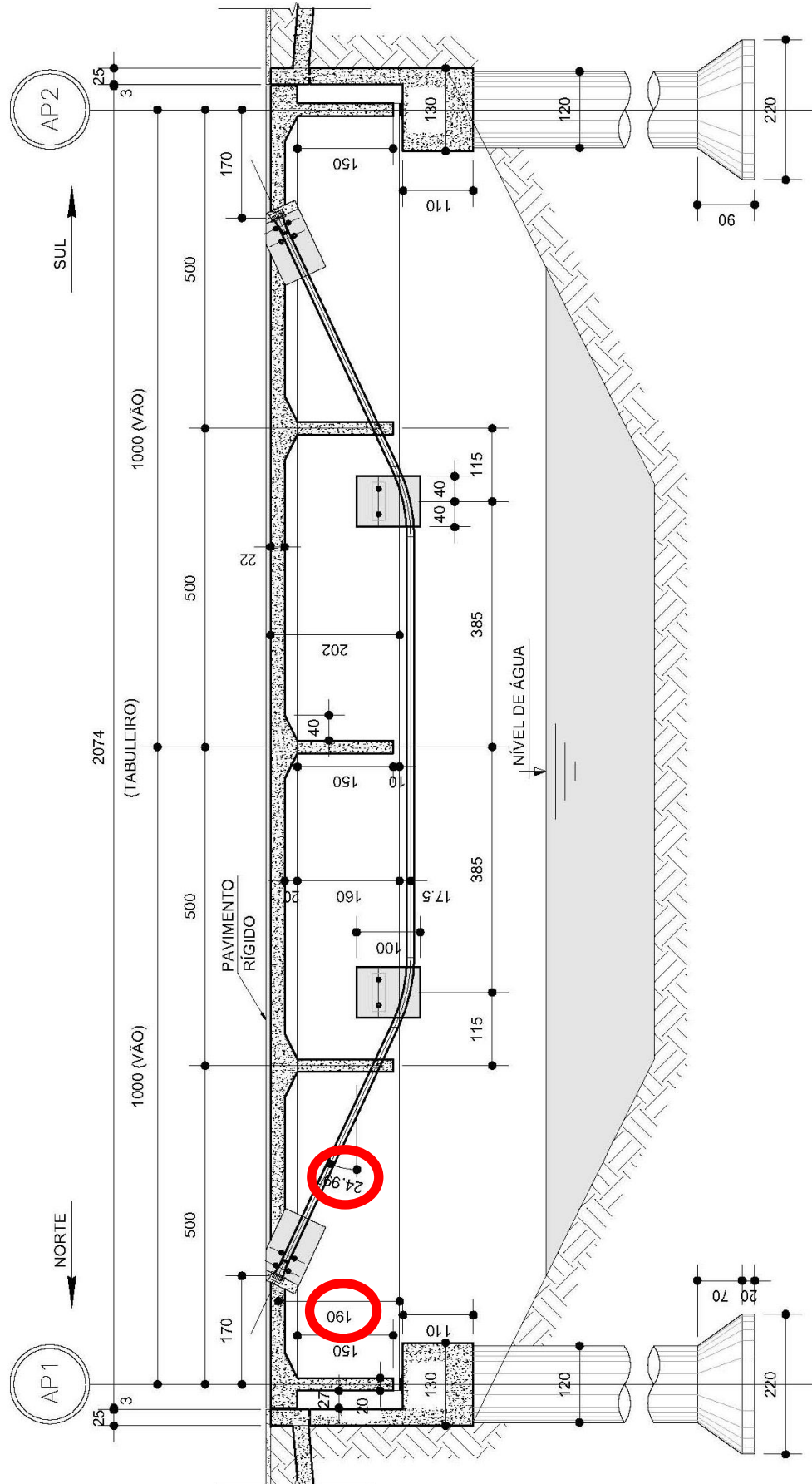


Figura 108 – Caso 8: Ancoragens na laje (medidas em cm)

6.10.2. Mudança de cargas e esforços

Não houve alteração nos esforços de cargas permanentes, nem de cargas acidentais, permanecendo os mesmos do Caso 1, sendo a única mudança as cargas impostas pelo reforço.

6.10.3. Cargas equivalentes

Novamente tomou-se como base comparativa a armadura ativa de 2 cabos de 7 cordoalhas de 12,7 mm por viga, com força inicial de protensão $N_{pi} = 2079,333$ kN.

A força de protensão será considerada constante em todo o cabo.

A seguir as forças serão decompostas e serão determinadas as cargas equivalentes em cada ponto de aplicação (nas ancoragens e nos desviadores).

BLOCOS DE ANCORAGEM:

A força terá incidência de $24,99^\circ$ com a horizontal, decomposta em força vertical F_{VA} e força horizontal F_{HA} :

Sendo

$$F_{VA} = 2079,333 \times \sin 24,99^\circ = 878,44 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 126})$$

$$F_{HA} = 2079,333 \times \cos 24,99^\circ = 1884,67 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 127})$$

A componente horizontal F_{HA} é aplicada fora do centro geométrico da viga T considerada, portanto, gera um momento concentrado aplicado M_A .

A aplicação da força de protensão está sendo feita 190 cm acima da base da viga (conforme a Figura 108), enquanto o c.g. a 152,8 cm (Figura 56 da página 112), portanto, neste caso, a força é aplicada acima do c. g., o que resulta em um momento fletor tracionando a parte inferior, ou seja, consonante ao esforço fletor gerado pelas cargas móveis e permanentes. Desta forma, tem-se:

$$M_A = 1884,67 \times (1,90 - 1,528) = 701,10 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 128})$$

(Tracionando a parte inferior da viga)

BLOCOS DESVIADORES:

Nos blocos desviadores, o cabo volta a se horizontalizar no sentido do meio do vão, portanto, com a mesma força de protensão N_{pi} . Esta diferença de força horizontal equivale à aplicação de uma força horizontal F_{HB} no ponto dos desviadores:

$$F_{HB} = N_{pi} - F_{HA} = 2079,333 - 1884,67 = 194,66 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 129})$$

Esta força é aplicada no nível dos cabos de protensão, portanto, possui excentricidade em relação ao centro geométrico da viga e gera momentos fletores concentrados M_B , sendo o ponto de aplicação desta força 17,5 cm abaixo da face inferior da viga, portanto:

$$M_B = 194,66 \times (0,175 + 1,528) = 331,51 \text{ kN.m} \quad (\text{Eq. 130})$$

(Tractionando a parte superior da viga)

A mudança de inclinação também gera uma força vertical F_{VB} , por equilíbrio, de módulo igual a F_{VA} , porém, de sentido contrário.

O sistema de protensão equivale, para a viga, a um conjunto de cargas equivalentes externamente aplicadas, conforme a Figura 109:

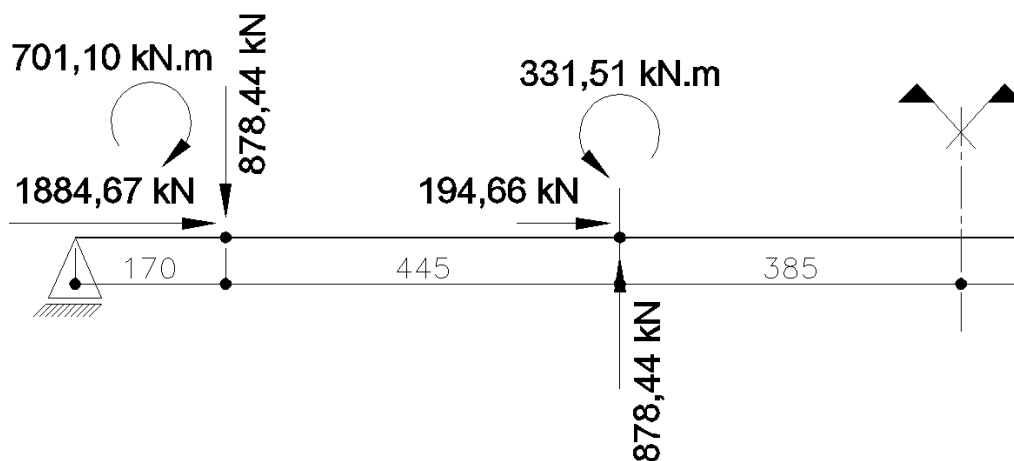


Figura 109 – Cargas equivalentes – Caso 8 (medidas em cm)

Com estas forças aplicadas pelo sistema de protensão, são originados o esforço de momento fletor da Figura 110, de força cortante da Figura 111 e de força normal da Figura 112:

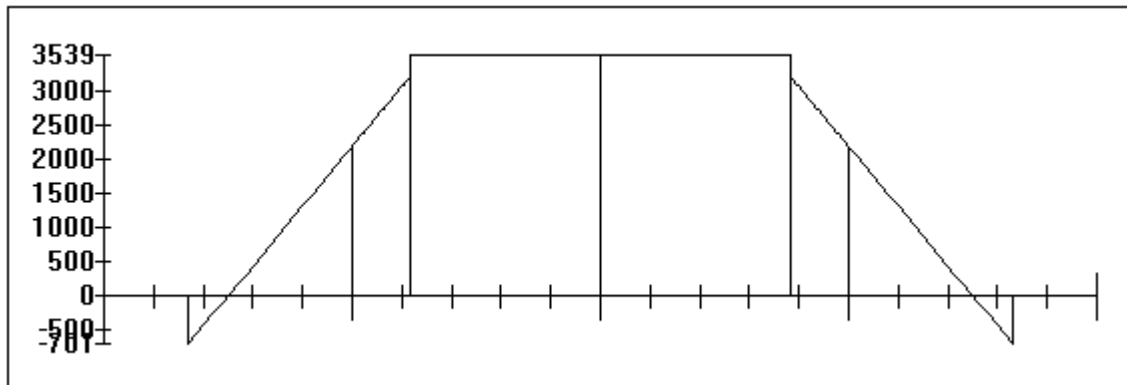


Figura 110 – Diagrama de momento fletor devido à protensão externa - Caso 8
(Unidades em kN.m)

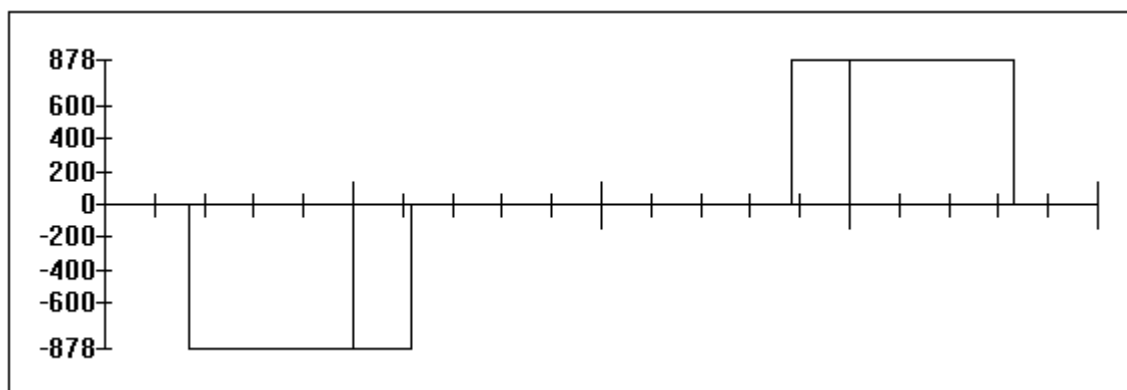


Figura 111 – Diagrama de força cortante devido à protensão externa - Caso 8
(Unidades em kN)

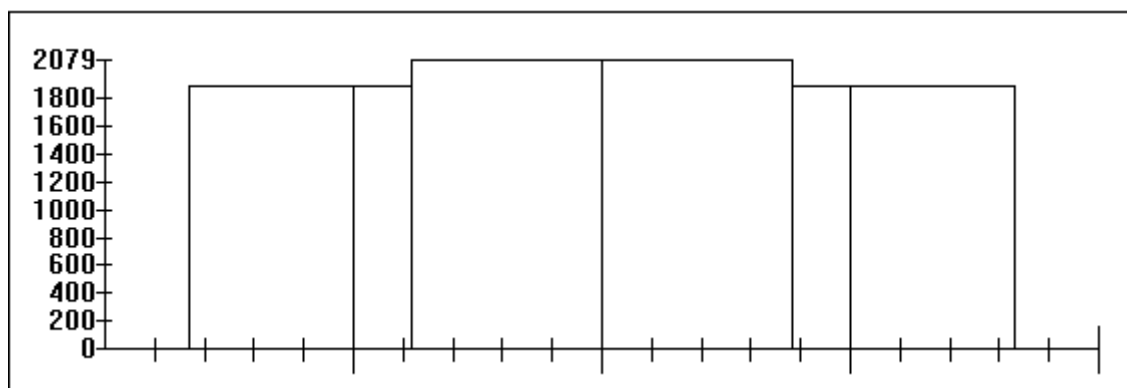


Figura 112 – Diagrama de força normal devido à protensão externa - Caso 8
(Unidades em kN)

6.10.4. Influência da mudança de posição – Caso 8

Como não foram modificados os parâmetros, características e quantidades de aço, concreto ou geometria, a seção crítica (meio do vão) resiste ao mesmo momento fletor do Caso 1.

Como não houve modificação na posição das cargas permanentes, nem em seus valores, assim como para as cargas móveis, o valor do momento fletor solicitante M_{sd} também permaneceu o mesmo.

Neste caso, o valor do momento fletor devido à protensão externa não mudou significativamente em relação ao efetuado inicialmente no Caso 1 e em relação a nenhum outro caso com a mesma excentricidade dos cabos na porção central, ou seja, o valor do momento fletor devido à protensão (M_p) está ligado à posição vertical do cabo no centro da obra, neste caso nos desviadores e não tem relação com a posição na ancoragem. Neste caso houve aumento na inclinação dos cabos (α), os esforços cortantes devido à protensão aumentaram e os esforços normais permaneceram os mesmos no trecho central.

6.11. ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS VARIAÇÕES NOS BLOCOS DE ANCORAGEM E DESVIADORES

Para verificar a influência do posicionamento dos blocos de ancoragem juntamente com os desviadores, neste item são acrescentados os últimos três casos para a análise. Na Tabela 11 são apresentados os mesmos dados da Tabela 10 do item 6.7, acrescentando o estudado nos itens 6.8, 6.9 e 6.10.

Tabela 11 – Características e Resultados dos deslocamentos das ancoragens e desviadores

Caso	Descrição	Item	α (°)	D_D horiz (cm)	D_D vert (cm)	D_A vert (cm)	M_{sd} (kN.m)	M_p (kN.m)	V_p (kN)	N_p (kN)
1	Desviadores nos terços do vão	6.2	16,68	385	17,5	116	14954	3537	597	2079
2	Desviadores no centro da obra	6.3	9,37	0	17,5	116	15050	3566	339	2052
3	Desviadores em posição intermediária	6.4	11,81	192,5	17,5	116	15002	3537	426	2079
4	Desviadores afastados do centro	6.5	22,00	500	17,5	116	14925	3537	779	2079
5	Desviadores com maior excentricidade	6.6	20,82	385	50	116	14954	4279	739	2079
6	Ancoragens rebaixadas	6.8	8,60	385	17,5	50	14954	3537	311	2079
7	Ancoragens e desviadores rebaixados	6.9	12,89	385	50	50	14954	4254	464	2079
8	Ancoragens na laje	6.10	24,99	385	17,5	190	14954	3539	878	2079

Onde:

α = ângulo entre os cabos e a horizontal na parte inclinada;

D_D horiz = Distância do centro da obra ao centro dos blocos desviadores;

M_{sd} = Momento fletor solicitante de cálculo, que também leva em conta o alívio de momentos solicitantes provocados pela protensão, com todos os coeficientes de ponderação de esforços;

M_p = Momento fletor característico provocado pela protensão, sem coeficientes de ponderação;

V_p = Força cisalhante característica provocada pela protensão, sem coeficientes de ponderação;

N_p = Força normal característica provocada pela protensão, sem coeficientes de ponderação;

D_D vert = Distância vertical entre a base da viga e o c.g. da armadura ativa no meio do vão;

D_A vert = Distância vertical entre a base da viga e a ancoragem;

Nos três casos adicionados não houve mudança na distância longitudinal entre os desviadores e o centro, fixada a 385 cm. Para esta mesma distância, ao se comparar os esforços, nota-se que o valor do momento da protensão M_p da Figura 113 coincide para as mesmas excentricidades da armadura ativa, ou seja, mesmos valores para os casos 1, 6 e 8, cujos cabos se afastam 17,5 cm do fundo da viga e também para os casos 5 e 7, com 50 cm da mesma distância vertical, enquanto que o momento solicitante M_{sd} da Figura 114 se manteve constante para a mesma posição horizontal longitudinal dos blocos desviadores, portanto, a variação na altura da ancoragem não influenciou o comportamento do reforço à flexão e apenas a variação no posicionamento longitudinal influenciou o momento solicitante.

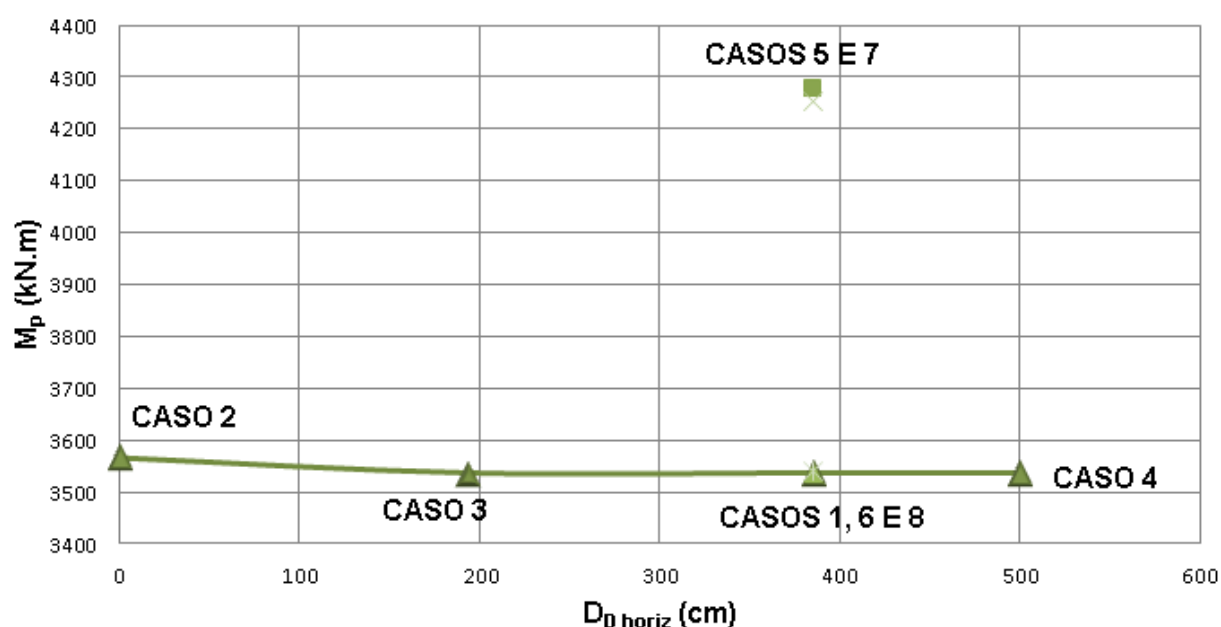


Figura 113 – Relação $M_p \times D_{D \text{ horiz}}$

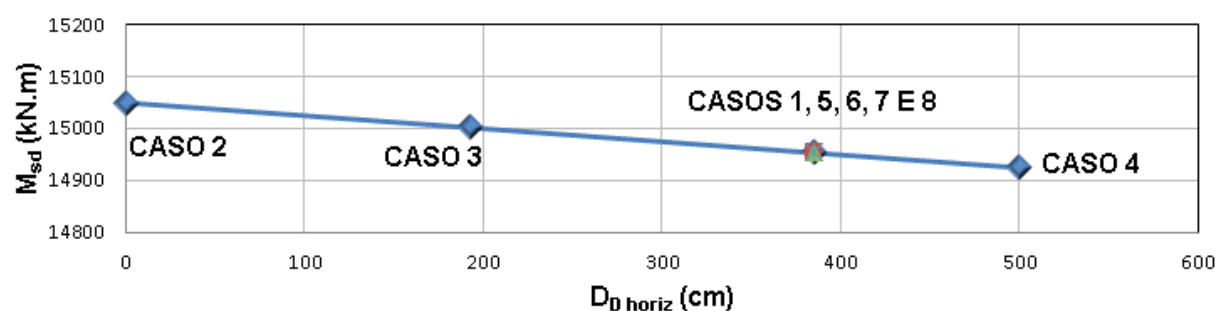
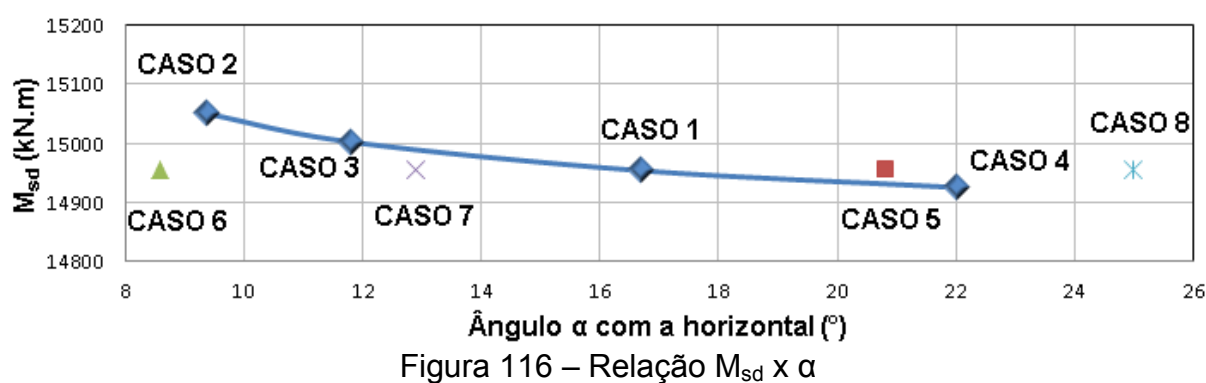
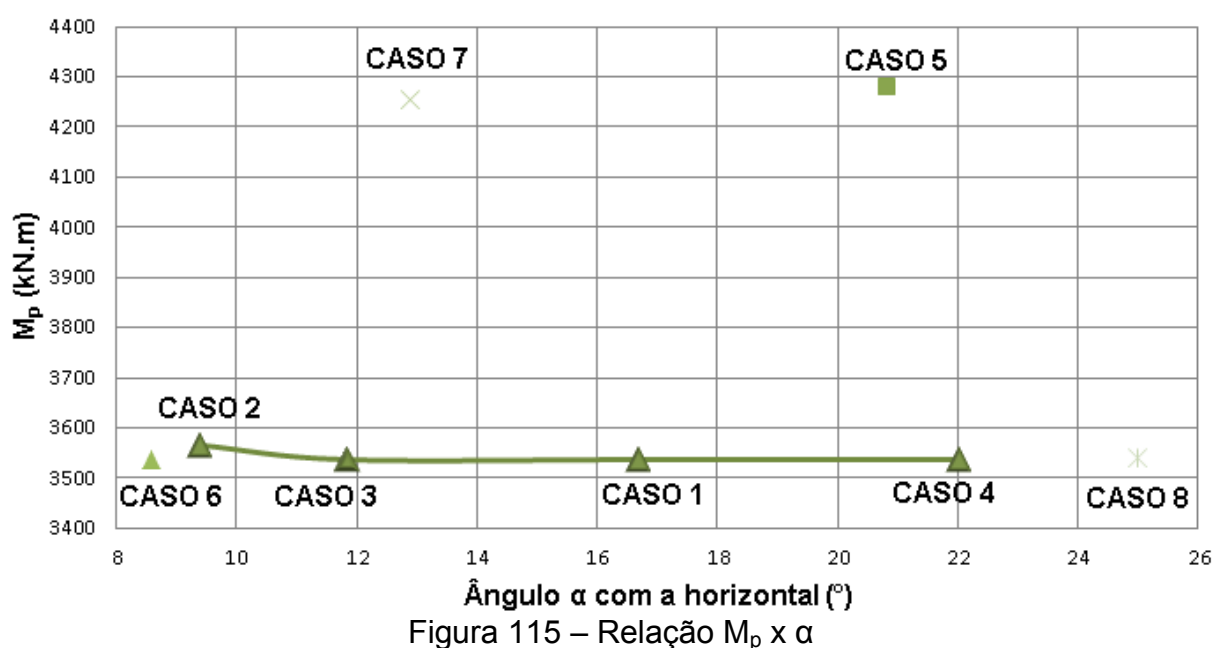


Figura 114 – Relação $M_{sd} \times D_{D \text{ horiz}}$

O caso 7, comparado ao caso 5 (mesma distância vertical dos blocos desviadores), foi minimamente desfavorável, ou seja, deslocar a ancoragem para baixo resultou em uma mínima perda de eficiência.

Na comparação com o ângulo α , nota-se não haver correlação com os momentos fletores da protensão M_p (Figura 115) e o momento solicitante M_{sd} (Figura 116) permanece constante para os demais casos analisados (de 5 a 8) independentemente do ângulo α .



Na prática, os blocos desviadores de mesma excentricidade resultaram em comportamento semelhante à flexão.

Por ser a mesma protensão aplicada e por haver horizontalização dos cabos no meio do vão, as forças normais geradas pela protensão N_p no meio do vão, também não se modificam para os casos adicionais, conforme a Figura 117 em função da distância horizontal e a Figura 118 em função do ângulo α .

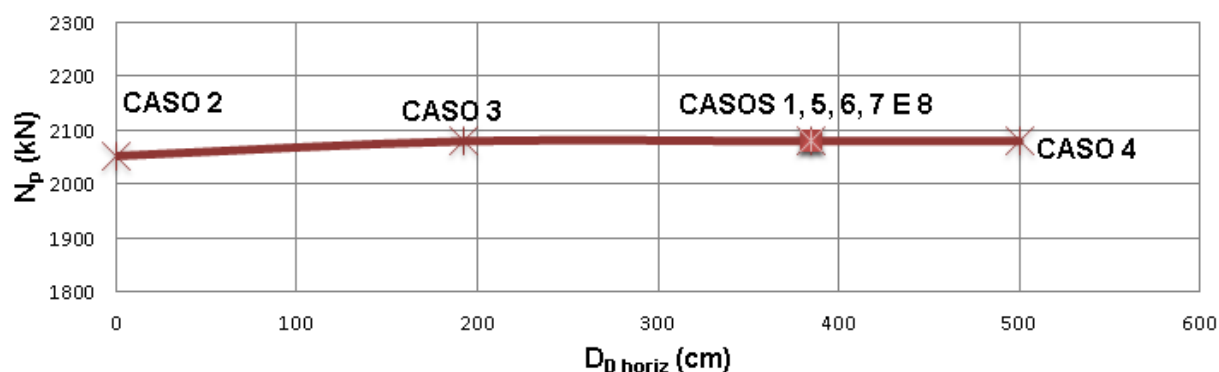


Figura 117 – Relação N_p x $D_{D \text{ horiz}}$

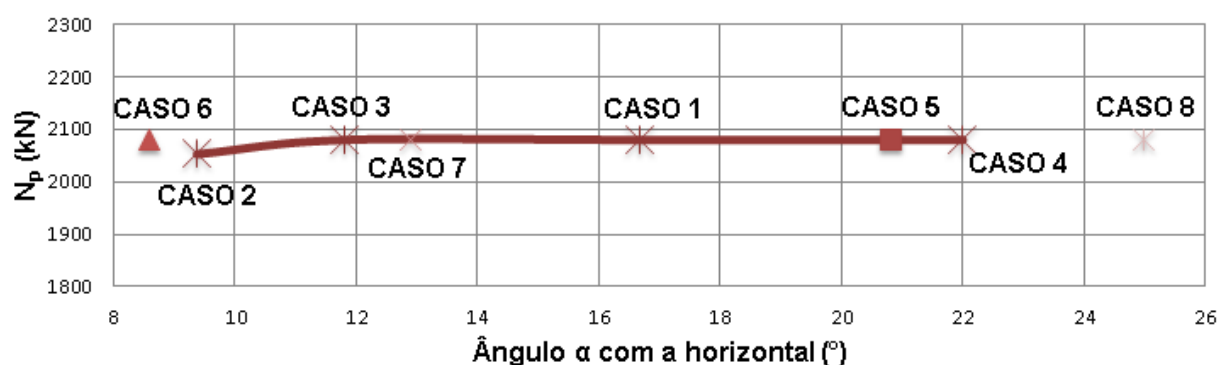


Figura 118 – Relação N_p x α

Em relação ao esforço cisalhante, para a mesma protensão, o esforço continua variando significativamente ainda que para a mesma distância dos desviadores em relação ao centro da obra $D_{D \text{ horiz}}$, conforme a Figura 119.

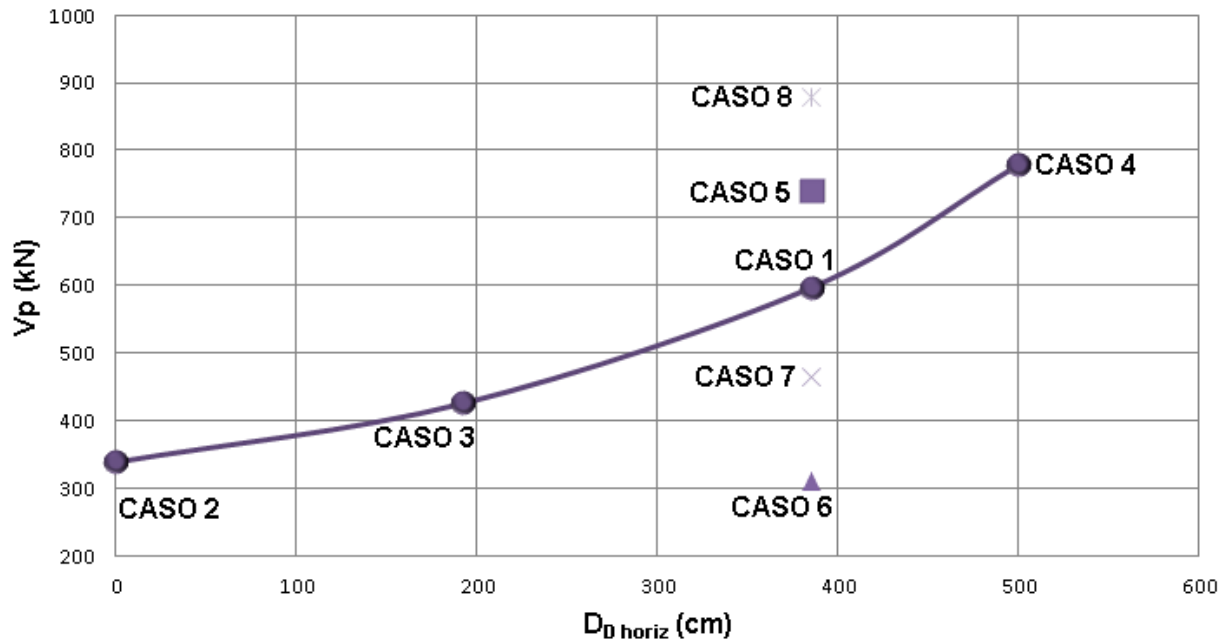


Figura 119 – Relação V_p x $D_D \text{ horiz}$

Já em função do o ângulo α de inclinação dos cabos com a horizontal, para todos os casos analisados, nota-se a relação linear do esforço cisalhante, o que fica evidente na Figura 120.

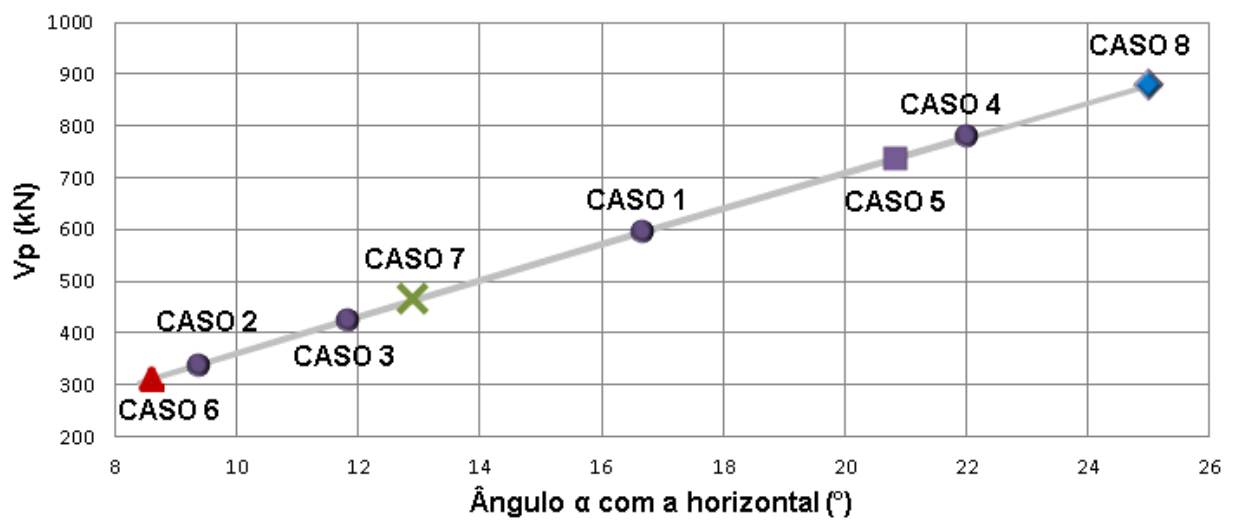


Figura 120 – Relação V_p x α

Nota-se que a posição vertical, tanto dos desviadores quanto dos blocos de ancoragem, não teve nenhuma influência nos esforços cisalhantes, a não ser pelo fato de se modificar o ângulo α .

CAPÍTULO 7. CONCLUSÃO

7.1. CONCLUSÕES

Do modelo proposto para a análise paramétrica da posição dos blocos desviadores e de ancoragem e da análise do cálculo de reforço à flexão por protensão externa, de vigas longarinas de uma ponte brasileira fictícia em duas vigas bi apoiadas, construída no fim da década de 70, em que há a necessidade de alargamento, pode-se chegar às seguintes conclusões:

Da análise do posicionamento dos blocos de ancoragem e dos blocos desviadores, pode-se concluir que o melhor posicionamento para os blocos desviadores foi o mais excêntrico possível, ou seja, o mais distante verticalmente em relação ao c.g. da peça. Portanto, quanto mais excêntrico o bloco maior é a eficiência da protensão externa em relação aos momentos fletores aplicados pelo sistema de reforço.

Vale salientar que a geometria do sistema de protensão externa depende de questões construtivas, como as distâncias mínimas necessárias à construção, e também é limitada aos raios mínimos de curva exigidos pela literatura e pelo fabricante a fim de não danificar e assegurar o correto funcionamento do sistema de protensão.

A distância entre os blocos desviadores e o centro longitudinal da obra está atrelada a estas questões construtivas, como por exemplo, ao posicionamento das transversinas, já que isto não interferiu significativamente nos valores máximos dos esforços.

Ao se levar em conta o peso dos blocos desviadores, a posição mais distante do meio do vão resultou em momentos fletores solicitantes menores, característica deste esquema estático, mas tal peso geralmente não é significativo em relação às demais cargas solicitantes.

A altura das ancoragens em relação à seção transversal não influenciou os esforços máximos de momentos fletores e forças cortantes na obra analisada.

Com relação à influência do posicionamento dos blocos de ancoragem e desviadores em relação ao esforço cortante, pode-se concluir que, para a mesma força de protensão aplicada, existe uma relação linear entre força cortante aplicada pela protensão e ângulo de inclinação dos cabos. Tal relação não é influenciada pelo posicionamento longitudinal dos pontos de desvio, nem pelo posicionamento vertical das ancoragens, quanto mais inclinado, mais eficiente foi o reforço ao esforço cortante.

Em relação ao esforço cortante analisado neste esquema estático, vale salientar que seu ponto de máximo é justamente sobre os apoios, ou seja, nas extremidades da viga biapoiada. Caso não seja possível locar os blocos de ancoragem nas extremidades da obra, por questões executivas, o reforço por protensão externa acaba por não auxiliar no ponto crítico, pois sua influência está restrita apenas entre os pontos de aplicação dos esforços. Caso necessite de reforço ao esforço cisalhante neste esquema estático, externamente aos blocos de ancoragem deve-se utilizar um complemento em outro método de reforço, o que por se encontrar sobre o apoio acaba por ter pouca ou nenhuma influência nos esforços fletores.

A aplicação da metodologia de cálculo proposta, aplicada ao exemplo teórico descrito, foi satisfatória, uma vez que permitiu o cálculo da armadura de protensão adicional para reforço das vigas mesmo após aumento da ordem de 60% nos seus esforços de momentos fletores.

Da análise das evoluções normativas sobre pontes rodoviárias em concreto armado, em especial a NB-2, ou NBR 7187 e a NB-6, ou NBR 7188, foi possível concluir que com o passar dos anos os trens-tipo de projeto aumentaram de peso até 1982, mantendo-se desde então o trem-tipo de 450 kN, o qual se adequa ao peso médio dos veículos de carga em tráfego atualmente segundo as normas vigentes e demais trabalhos da literatura.

Com a descrição das principais mudanças normativas desde a primeira publicação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) sobre o assunto, em 1943, até a última revisão, é possível estimar as características estruturais da maior parte das obras de arte especiais em uso no Brasil apenas com o conhecimento da data de seu projeto estrutural, o que é importante para todo o tipo de reforço estrutural.

Com este trabalho foi possível fornecer subsídios para cálculo e projeto de reforço de obras de arte especiais rodoviárias brasileiras, em especial reforço de pontes com o uso de protensão externa.

7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir são apresentadas sugestões para a realização de trabalhos futuros relacionados a este trabalho.

A aplicação desta metodologia de cálculo a diversos esquemas estáticos de pontes.

Estudo específico das perdas de protensão dos cabos não aderentes em estruturas antigas, principalmente devido às incertezas do comportamento quando na introdução de forças normais a uma estrutura existente, que sofreu solicitações diversas em virtude de seu grande tempo de uso sendo solicitada por meio de ancoragem da protensão em blocos de concreto novo.

Simulações numéricas visando entender o comportamento do reforço de pontes existentes por protensão externa, principalmente quanto à efetividade da previsão da quantidade de armadura de reforço.

Estudo do efeito deste tipo de reforço nas tensões de cisalhamento em diversos esquemas estáticos de pontes antigas.

Análise comparativa de custos visando atestar a viabilidade financeira deste tipo de reforço estrutural tanto em relação às possíveis geometrias quanto em relação a outros métodos de reforço previamente citados, visto que o reforço de pontes por protensão externa ainda se trata de um método incipiente no Brasil, o que eleva os custos em algumas etapas de sua aplicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AEBERHARD, H.U.; BUERGI, P.; GANZ, H.R.; MARTI, P.; MATT, P.; SIEBER, T. **External post-tensioning – Design considerations VSL external tendons - examples from practice.** VSL report series, VSL international ltd, Suíça, 1992.

ALMEIDA T. G. M. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos.** Dissertação de mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001.

ANGELIS, E.; INCELLI, F.; RINALDI, B.; MANCINI, S. **Reinforcement of structural elements by the use of composite materials and external pre-stressing.** Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2012.

ARAVINTHAN, T.; WITCHUKREANGKRAI, E.; MUTSUYOSHI, H. **Flexural behavior of two-span continuous prestressed concrete girders with highly eccentric external tendons.** Structural journal technical paper, nº 102-S40, p. 402-411, American Concrete Institute (ACI), 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **História da normalização brasileira.** São Paulo, ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

_____. **NB-1 – Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT, 1978.

_____. **NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

_____ **NBR 7480 – Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação.** Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

_____ **NB-2 – Cálculo e execução de pontes de concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1943.

_____ **NB-2 – Cálculo e execução de pontes em concreto armado.** Rio de Janeiro, ABNT, 1961.

_____ **NBR 7187 – Projeto e execução de pontes em concreto armado e protendido.** Rio de Janeiro, ABNT, 1982.

_____ **NBR 7187 – Projeto e execução de pontes em concreto armado e protendido.** Rio de Janeiro, ABNT, 1987.

_____ **NBR 7187 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

_____ **NB-6 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias.** Rio de Janeiro, ABNT, 1943.

_____ **NB-6 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias.** Rio de Janeiro, ABNT, 1950.

_____ **NB-6 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias.** Rio de Janeiro, ABNT, 1960.

_____ **NB-6 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.** Rio de Janeiro, ABNT, 1982.

_____ **NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.** Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

_____ **NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.** Rio de Janeiro, ABNT, 2013.

_____ **NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

BELTRAMI, C.; SILVESTRI C.; PEDRAZZI, G. **Structural assessment of Bullona 1929 railway bridge station to double span by external post-tensioning**. Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2012.

BERTRAND, A. **Strengthening an existing bridge using external tendons – the Samambaias River/PR case**. Maintenance, monitoring, safety, risk and resilience of bridges and bridge networks, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2016.

BRAGA, W. A. **Aparelhos de apoio das estruturas**. São Paulo, Edgar Blücher, 1986.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. São Paulo, Pini, 2012.

CAVALCANTI, M. B. **Modelos de verificação à flexão de estruturas protendidas**. Dissertação de mestrado da Universidade Federal de Pernambuco, UFPE. Recife, 2005.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido: teoria e prática**. São Paulo, Pini, 2015.

CHOI, D. H.; NA, H. S.; GWON S. G. **Strengthening design for two-span steel-concrete composite bridges strengthened by external tendons**. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2010.

DECHENG, K. **Strengthening of rc beams and frames by external prestressing**. Tese de doutorado apresentado à National University of Singapore, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 2ª Ed. Rio de Janeiro, 2004.

EL-ARISS, B. **Stiffness of reinforced concrete beams with external tendons.** Engineering Structures, nº 26, p. 2047–2051, Elsevier Ltd., 2004.

EVANS, J. O. E BOLLMANN, H. T. **Detensioning an external prestressing tendon.** Florida Department of Transportation, Tallahassee, Florida, 2000.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar estruturas de concreto.** 2ª Ed. São Paulo, Pini, 2013.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais.** Rio de Janeiro, Guanabara Dois S. A., 1981.

GHALLAB, A. **Calculating ultimate tendon stress in externally prestressed continuous concrete beams using simplified formulas.** Engineering Structures, nº 46, p. 417–430, Elsevier Ltd., 2013.

GODART, B. F. **Pathology, appraisal, repair and management of old prestressed beam and slab bridges.** Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2012.

HARAJLI, M. H. **On the Stress in Unbonded Tendons at Ultimate: Critical Assessment and Proposed Changes.** Structural journal technical paper, nº 103-S81, p. 803-812, American Concrete Institute (ACI), 2006.

HE Z. Q.; LIU, Z. **Stresses in external and internal unbonded tendons: unified methodology and design equations.** Journal of structural engineering, Vol. 136, nº 9, American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** 2ª Ed. São Paulo, Pini, 1992.

LOU, T.; LOPES, S. M. R.; LOPES, A. V. **Flexural response of continuous concrete beams prestressed with external tendons.** Journal of Bridge Engineering, Vol. 18, nº 6, American Society of Civil Engineers (ASCE), 2013.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. Tese de doutorado da Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo. São Paulo, 2006.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. São Paulo, Blücher, 2008.

MARK, P.; BENDER, M.; STRACK, M.; FUST C.; BIRTEL V. **Shear resistances and strengthening of aged prestressed concrete bridges considering deterioration and fatigue effects**. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2010.

MENDES, P. T. C. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. Tese de doutorado da Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo. São Paulo, 2009.

MENEGATTI, M. **A protensão como um conjunto de cargas concentradas equivalentes**. Dissertação de Mestrado da Escola Politécnica da Universidade Estadual de São Paulo. São Paulo, 2004.

MUTHURAMU K. L.; JEYAKUMAR, G.; KUMAR N. S.; PALANICHAMY M. S.; **Strengthening of reinforced concrete beam using external prestressing**. 27^a Conferência “OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES”, CI-Premier PTE LTD., Singapura, 2002.

NGUYEN, H. D.; MATSUMOTO, K.; HASEGAWA, T; NIWA, J. **Influence of draped external tendons on shear behavior of segmental prestressed concrete beams**. Japan Concrete Institute, Vol. 33, N°. 2, p. 559-564, 2011.

PALIGA, A. R. **Modelagem tridimensional de estruturas compostas por aduelas pré-moldadas de concreto com protensão externa através do método dos elementos finitos**. Tese de doutorado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Porto Alegre, 2015.

PETRUCCI, E. G. R. **Materiais de construção**. 6^a Ed., Porto Alegre, Ed. Globo, 1982.

PROTENDE. Catálogo de produtos 3ª Ed., 2008.

QI, J.; WANG, J. Q.; MA, Z. J.; TONG, T. **Shear behavior of externally prestressed concrete beams with draped tendons**. Structural journal technical paper, nº 4, V. 113-S58, American Concrete Institute (ACI), 2016.

QUEIROZ, W. L. R. **Modelagem Numérica de Vigas Protendidas com Cabos Internos e Externos pelo Programa CARPE**. Dissertação de Mestrado da Universidade de Brasília – Faculdade de Tecnologia. Distrito Federal, 2005.

RADIĆ, J.; KINDIJ, A.; MANDIĆ, A. **History of concrete application in development of concrete and hybrid arch bridges**. Chinese-Croatian Joint Colloquium, Brijuni Islands, Croácia, 2008.

SADONE, R.; JACQUIER, B.; GERMAIN D. **From independent span viaduct to statically indeterminate bridge thanks to longitudinal external prestressing tendons**. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life Extension, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2014.

SAID, A. I.; AL-AHMED, A. H. A.; AL-FENDAWY, D. M. **Strengthening behavior of reinforced concrete T-beams using external prestressed tendons**. Applied Research Journal. Vol. 2, p. 433-439, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Baghdad University, Iraq, 2016.

SALA, L. D.; CERONE, R.; FRANZESE, M. **Assessment and strengthening of prestressed damaged beams**. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2010.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo, Pini, 1998.

STUCCHI, F. R.; FANTI, F.; CARANDINA, J.; BLANCAS F. L. **Safety of existing bridges**. Maintenance, monitoring, safety, risk and resilience of bridges and bridge networks, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2016.

TAN, K. W.; TJANDRA, R. A. **Strengthening of RC Continuous Beams by External Prestressing**. Journal of structural engineering, nº 133(2), p. 195-204, ASCE, 2007.

TOZATO L. F, N.; ALMEIDA, L. C.; SIQUEIRA, G. H.; TRAUTWEIN, L. M.; SILVA, M. A. **Estudo paramétrico do bloco de tensão adotado no dimensionamento de elementos de concreto armado no estado limite último segundo a NBR6118/2014**. 58º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, 2016.

VITÓRIO, J. A. P. **Um estudo comparativo sobre métodos de alargamento de pontes rodoviárias de concreto armado, com a utilização das normas brasileiras e Eurocódigos**. Tese de doutorado da Faculdade de Engenharia Universidade do Porto – FEUP. Porto, Portugal, 2013.

VITÓRIO, J. A. P. **Widening and reinforcement of existing concrete bridges – the brazilian experiences**. Maintenance, monitoring, safety, risk and resilience of bridges and bridge networks, Taylor & Francis Group, Londres, Reino Unido, 2016.

VU, N. A.; CASTLE, A.; FRANÇOIS R. **Response of post-tensioned concrete beams with unbonded tendons including serviceability and ultimate state**. Engineering Structures, nº 32, p. 556–569, Elsevier Ltd., 2010.